



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7) à usage multiple

Dirigé par : M. KHALFAOUI Mustapha Kamal

*Réalisé par : -BELKHIRI Selma
- KEZIZ Leila*

Membres de jury :

M.

M.

M.

Présenté le 10/09/2020

REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que je remercie notre encadreur: M. KHALFAOUI Mustapha Kamal et le Dr MENASRIA Abed Errahmen pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivis et guidés ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

DÉDICACE

Louange à Allah le puissant, prière et salut sur le prophète Mohamed que le salut sur lui.

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail :

- ✓ Aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que dieu me les garde.
- ✚ Mon père, Merci de m'avoir donné le soutien tout le temps où j'ai besoin, et de m'avoir Guidé.
- ✚ Ma mère, celle qui est la plus chère au monde, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence.
- ✓ A mon professeur Dr MENASRIA Abed Errahmen.
- ✓ A tous mes amies : GEUTTALA Salah, ZERAD Linda, BOUZIZ Amina.
- ✓ A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

Sommaire

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

I.1.Présentation de l'ouvrage.....	01
I.1.1.Introduction	01
I.1.2.Principe.....	01
I.1.3.Caractéristiques géométriques	01
I.1.4.Données du site.....	01
I.2. Eléments constituant la construction.....	02
I.3. Règles de calcul.....	02
I.4. Les Caractéristiques des matériaux.....	03
I.5. Hypothèse de calcul	07
I.6. Les actions et sollicitations.....	08
I.7. Conclusion	09

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1.Pré dimensionnement.....	10
II.1.1.Introduction.....	10
II.1.2.Les poutres.....	10
II.1.3.Pré-dimensionnement des dalles.....	14
II.1.4.Les poteaux.....	17
II.1.5.Les voiles.....	18
II.1.6.L'acrotère	19
II.1.7.Balcon	20
II.2.Descente des charges	23
II.2.1.Poids volumiques des matériaux	23
II.2.2.Evaluation des charges et surcharges.....	24
II.2.3.détermination de La descente des charges.....	27
II.3. Les Vérifications nécessaires.....	32
II.4. Conclusion.....	36

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

III.1. Introduction.....	37
III.2.L'acrotère.....	37
III.3.Les balcons	42
III.4.Les escalier.....	50
III.5 Poutre palière	66
III.6. Étude de l'ascenseur	73
III.7 Les planchers.....	82
III.8. Conclusion	126

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction.....	126
IV.2 Objectifs l'étude dynamique et exigences.....	126

IV.3 Méthodes de calcul.....	126
IV.4 Modélisation	131
IV.5 Combinaison d'action.....	131
IV.6 Calcul de la force sismique totale.....	132
IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	132
IV.8 Calcul du poids de la structure W.....	137
IV.9 La disposition des voiles.....	138
IV.10 Caractéristiques géométriques de la structure.....	138
IV.11 Interprétation des résultats.....	141
IV.12 Résultats de calcul (ROBOT)	142
IV.13 Vérification de la période.....	144
IV.14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur....	149
IV.15 : Distribution horizontale des forces sismiques tranchant au niveau de l'étage.....	151
IV.16 Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	152
IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	154
IV.18 Justification de la stabilité au renversement	156
IV.19 : Conclusion.....	158
Chapitre V : Etude des éléments principaux	
V.1 Introduction	159
V.2. Etude des poteaux.....	159
V .3. Etude des poutres.....	170
V.4.Les voiles.....	178
V.5. Conclusion.....	185
Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure	
VI.1.Introduction.....	186
VI.2 Les Fondations.....	186
VI.3. Calcul des semelles.....	188
VI.3.1 Calcul de la semelle isolée.....	188
VI.3.2 Calcul de la semelle filante sous voile.....	197
VI.4 Les longrines.....	203
VI.5 Conclusion.....	205

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 : Les sections des poutres sont résumées.....	13
Tableau II.2 : Les caractéristiques géométriques de nervure.....	16
Tableau II.3 : Les résultats d'escalier cas 1.....	22
Tableau II.4 : Les résultats d'escalier cas 2.....	23
Tableau II.5 : Poids volumiques des matériaux.....	23
Tableau II.6 : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux.....	24
Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher courant.....	24
Tableau II.8 : Evaluation de charges d'exploitation du plancher RDC (commerce).....	25
Tableau II.9 : Evaluation des charges du mur extérieur.....	25
Tableau II.10 : Evaluation des charges de Paillasse.....	26
Tableau II.11 : Evaluation des charges de palier de repos.....	26
Tableau II.12 : Evaluation des charges de dalle de balcon.....	26
Tableau II.13 : Evaluation des charges de garde corps.....	27
Tableau II.14 : Evaluation des charges de poteau intermédiaire.....	31
Tableau II.15 : Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire.....	31
Tableau II.16 : charges permanentes et d'exploitation totales.....	32

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Tableau III.1 : Combinaison d'action d'acrotère.....	39
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	41
Tableau III.3 : Les différentes descentes des charges.....	51
Tableau III.4 : Calcul des sollicitations.....	52
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	53
Tableau III.6 : Les différentes descentes des charges.....	56
Tableau III.7 : Calcul des sollicitations.....	58

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	59
Tableau III.9 : Les différentes descentes des charges.....	61
Tableau III.10 : Calcul des sollicitations.....	63
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	64
Tableau III.12 : Armature longitudinale adopte.....	72
Tableau III-13 : Résultats des moments M_x et M_y à L'ELU.....	77
Tableau III-14 : Résultats des moments M_x et M_y à L'ELS.....	80
Tableau III.15 Les différents types de poutrelles.....	86
Tableau III.16 Les charges reprises par les poutrelles.....	87
Tableau III.17 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	87
Tableau III.18 : les moments statique RDC type 1.....	90
Tableau III.19 : les moments aux appuis RDC type 1.....	91
Tableau III.20 : le moment en travée RDC type 1.....	92
Tableau III.21 . Efforts tranchants RDC type 1.....	93
Tableau III.22 : Les charges reprises par la poutrelle.....	95
Tableau III.23 : les moments statique RDC type 2.....	96
Tableau III.24 : les moments aux appuis RDC type 2.....	97
Tableau III.25 : Moments en travées RDC type 2.....	98
Tableau III.26 : Efforts tranchants RDC type 2.....	99
Tableau .III. 27 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU types 03-RDC-.....	99
Tableau .III. 28 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU types 03-RDC-.....	99
Tableau .III. 29 : Sollicitation Max du plancher RDC (commerciale).....	100
Tableau .III. 30 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU-.....	100
Tableau .III. 31 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU-.....	101
Tableau .III. 32 : Sollicitation Max du plancher étage courant (habitation).....	101
Tableau .III. 33 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU-.....	102
Tableau .III. 34 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-.....	103
Tableau .III. 35 : Sollicitation Max du plancher terrasse.....	103
Tableau III.36 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher.....	118
Tableau 37 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	119

Tableau 38 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.....	120
Tableau III.39 : La condition à L'E.L.S.....	120
Tableau III.40 : Vérification de l'effort tranchant.....	121
Tableau III.41 : Vérification Les contraintes maximales de compression de béton et de traction des aciers en travée.....	121
Tableau III.42 : Vérification Les contraintes maximales de compression de béton et de traction des aciers en appuis.....	122
Tableau III.43 : Vérification de la flèche.	122
Tableau III.44 : Espacement minimale d'armatures d'âmes.....	123

Chapitre IV : Etude Sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités.....	133
Tableau IV.2 : Poids de chaque étage.....	137
Tableau IV.3 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.....	140
Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques de la structure.....	141
Tableau IV.5 : Périodes et facteurs de participation modale.....	143
Tableau IV.6 : de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	151
Tableau IV.7 : Distribution horizontale des forces sismiques tranchant au niveau de l'étage.....	152
Tableau IV- 1 : Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».....	153
Tableau IV- 9 : Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».....	154
Tableau IV- 2 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).....	155
Tableau IV- 3 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).....	156
Tableau IV- 4 : Moments de renversement M_{renvx} et M_{renv}	157

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1 : Sollicitations des poteaux.....	162
Tableau V.2 : Calcul et choix des sections d'armatures.....	167
Tableau V.3 : Vérification des contraintes.....	167
Tableau V.4 : Résultats de ferrailage de poteau (40*30).....	168

Tableau V.5: Vérification Contrainte maximale de compression de béton.....	169
Tableau V.6: Vérification Contrainte maximale de traction de béton.....	169
Tableau V.7 : Calcul et choix des sections d'armatures.....	169
Tableau V.8 : Vérification des contraintes.....	169
Tableau V.9: Vérification de l'effort tranchant.....	170
Tableau V.10 : Sollicitations des poutres.....	172
Tableau V.11 : Récapitulatif de vérification.....	174
Tableau V.12 : Les barres choisies pour les poutres.....	176
Tableau V.13 : Récapitulatif de vérification à ELS.....	177
Tableau .V.14 : Sollicitations maximales nécessaire de calcul des voiles.....	180
Tableau .V.15 : Résultats de ferrailage verticaux des voiles.....	184
Tableau .V.16 : Résultats de ferrailage horizontal à l'effort tranchant des voiles.....	184

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Tableau VI.1 : Tableau des résultats de semelle filante sens X-X cas02.....	109
Tableau VI.2 : Tableau des résultats de semelle filante sens Y-Y cas02.....	202

LISTE DES FIGURES

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

Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.....	05
Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	06
Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.....	07

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

Figure II.1 : poutrelle en T.....	15
Figure II.2 : poteau.....	17
Figure II.3:l'acrotère.....	19
Figure II.4 : Plancher terrasse à Corps creux.....	24
Figure II.5 : Plancher étage courant.....	25
Figure II.6: Mur extérieur.....	25
Figure II.7 : Dimensionnement acrotère.....	27
Figure II.8: calcul Q_i surcharge totale.....	28
Figure II.9 : La position de poteau le plus sollicité.....	28
Figure II.10 : la dalle de poteau le plus sollicité.....	28
Figure II.11 : la dalle corps creux 0.4m.....	29

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaire

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.....	38
Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure III.3: Schéma statique de balcon.....	42
Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	43
Figure III.5 : Schéma statique de balcon.....	46
Figure III.6 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.....	46
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de balcon pour les deux types.....	49
Figure III.8: Schéma de l'escalier.....	50
Figure III.9 : Schéma statique de volée 01- type01-.....	50
Figure III.10 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-.....	51
Figure III.11 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-.....	52
Figure. III.12 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01du volée 01.....	55
Figure III.13 : Schéma de l'escalier.....	56
Figure III.14 : Schéma statique de volée 01- type02.....	56

Figure III.15 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 02-.....	57
Figure III.16 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 02-.....	57
Figure. III.17 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 02du volée 01.....	60
Figure III.18 : Schéma statique de volée 02 type01.....	60
Figure III.19 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02.....	61
Figure III.20 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type02.....	62
Figure. III.21 : schéma de ferrailage d'escalier étage courant type 03 du volée 01.....	65
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de poutre palière.....	72
Figure III-23 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.....	73
Figure III-24 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.....	76
Figure III-25 : Schéma de représentation des charges.....	76
Figure III-26 : Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.....	81
Figure III.27 : Les moments M_w et M_e	83
Figure III.28 : Les valeurs minimales des moments a une poutre à deux travées.....	84
Figure III.29 : Les valeurs minimales des moments a une poutre à plusieurs travées.....	84
Figure III.30 : Les différents types des nervures.....	86
Figure III.31 : Schéma statique de la poutrelle RDC type 1.....	88
Figure III.32 : Schéma statique de la poutrelle RDC type 2.....	94
Figure. III.33 : Schéma de la section.....	118
Figure. III.34 : Schéma de ferrailage de la table de compression.	124
Figure. III.35 : Coupe de schéma de ferrailage de la table de compression.....	124
Figure. III.36 : Schéma de ferrailage de plancher RDC.....	124
Figure. III.37 : Schéma de ferrailage de plancher étage courant et terrasse.....	125
<u>Chapitre IV : Etude Sismique</u>	
Figure IV.1 Modélisation en 3D de la structure.....	131
Figure IV.2 Diagramme de spectre de réponse.....	135
Figure IV.3 Position des voiles.....	138
Figure IV.4 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y	145
Figure IV.5 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y	145

Figure IV.6 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y	146
Figure IV.7 : 1 ^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D X-Y	147
Figure IV.8 : 2 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D X-Y	148
Figure IV.9 : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue: 3D	149
Figure IV- 1: Effet P-Δ.....	154

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1 : Schéma de ferrailage de poteau 45×45.	168
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau 30×40.....	170
Figure V.3: Ferrailage de poutre secondaire.....	177
Figure V.4 : Ferrailage de poutre principale.....	177
Figure V. 5 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.....	182
Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile04.....	185

Chapitre VI: Etude de l'Infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolé.....	188
Figure VI.2 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.....	190
Figure VI.3 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (45*45).....	192
Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans X-X.....	196
Figure VI.5 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans Y-Y.....	197
Figure VI.6: Ferrailage de semelle filante.....	202
Figure .VI.7: schéma de Ferrailage des longrines.....	205

Introduction Générale

Introduction générale

Le rôle des spécialistes dans le domaine des structures de bâtiments de génie civil est fondamental. Ils assurent la conception et le calcul des éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante qui assurent l'exploitation du bâtiment pendant toute sa durée de vie.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé aux calculs d'un bâtiment de huit niveaux (RDC + 7 étages) à usage multiples dont le système de contreventement mixte et assuré par des voiles et des portiques en béton armé avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les règles Parasismiques algériennes (RPA99 vs2003) sont utilisées dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec le logiciel robot structural analysis professional et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ le premier chapitre, consacré aux généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement et descente de charge.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.

On termine avec une conclusion générale.

CHAPITRE : I

**Présentation De L'ouvrage
Et
Caractéristiques Des Matériaux**

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Partie 01

I.1.Présentation de l'ouvrage:

I.1.1.Introduction :

Dans le cas de ce projet de fin étude, nous avons à étudier un bâtiment (**R+7**), à usage habitation et commercial composé d'un rez-de-chaussée et sept étages. L'ouvrage sera implanté à **ANNABA**, ville située en **zone IIa**, de moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien (*RPA99/Version2003*).

I.1.2.Principe :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment(**R+7**). À usage multiple :

- ✓ **Le RDC** et le **1^{er} étage** : est destiné à l'usage commerciale
- ✓ **Les autres niveaux** : sont destinés à l'habitation (quatre appartements de type F3 dans chaque étage)

I.1.3.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur totale du bâtiment en plan = 29 .20 m
- Largeur totale du bâtiment en plan = 21 .20 m
- Hauteur RDC = 3 .40 m
- Hauteur de première étage commerce = 3.06 m
- Hauteur des étages courants = 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère = 24.82 m
- Hauteur de l'acrotère = 0 .60 m

I.1.4.Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone IIa).

** Le site est considéré comme ferme (S2).

**Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,50$ bar.

Partie 02

I.2. Eléments constituant la construction :

Les planchers :

Le plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- RNV 2013 (Règlement Neige et Vent).

I.4. Les Caractéristiques des matériaux :

✚ Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ.
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_s \leq 5$ mm.
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g \leq 15$ mm.
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

➤ Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à jours, définies à partir f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa : **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ Résistance à la traction f_{tj} : **BAEL91 (A.1.2.12)**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Donc : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,80 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.48 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

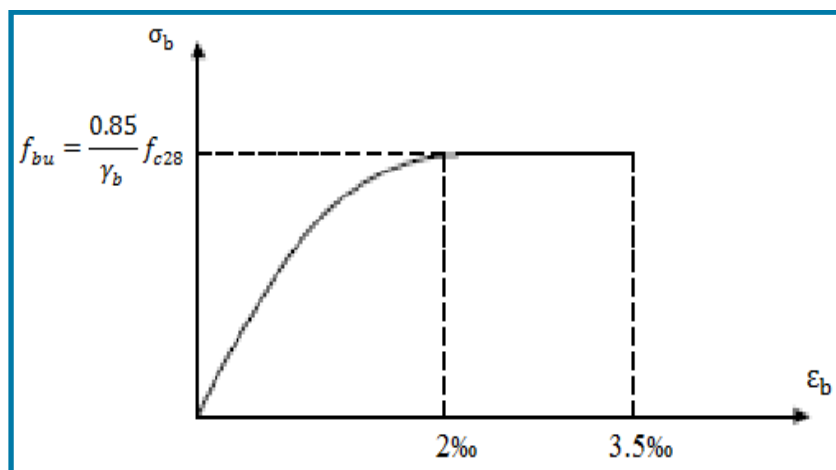


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min(0.13 f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
 $\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ **Etat limite de service ELS :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

L'acier :

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-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

- ✓ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

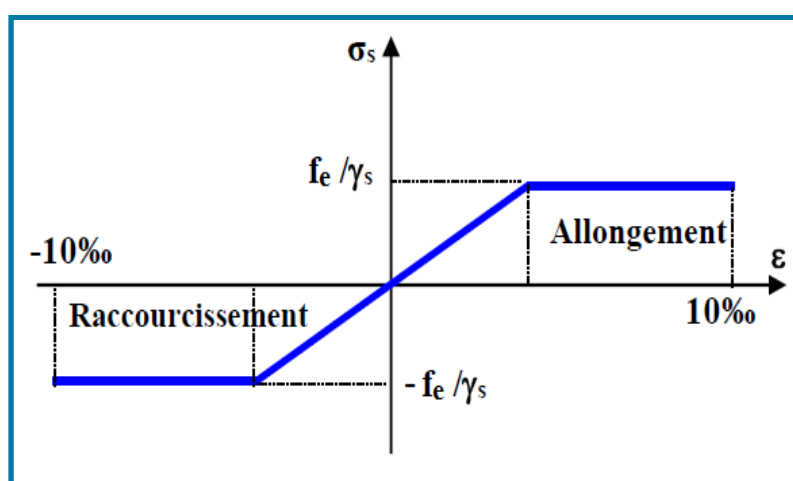


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1 \Rightarrow \bar{\sigma} = 400\ \text{MPa}$ Combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \bar{\sigma} = 348\ \text{MPa}$ Combinaisons courantes.

✓ **Contrainte à ELS :**

✓ Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible : (cas des éléments situés dans des clos ou des locaux ouverts).

Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ [MPa]

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses (RL).

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

✚ **Etat limite ultime (ELU) :**

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers les limite à 10‰.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ **Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)**

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

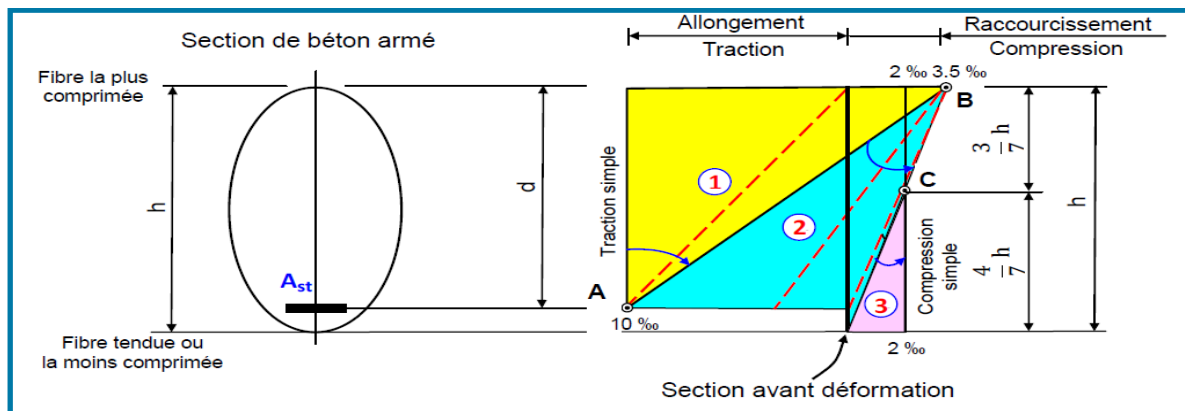


Figure I.3: Diagramme des déformations limitent de la section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.6. Les actions et sollicitations :

✚ **Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

✓ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

✓ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

✓ **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs).

Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

➤ **Les combinaisons d'action : RPA99V2003 (5.2)**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :

ELU: $1.35G + 1.5Q$

ELS: $G + Q$

Situations accidentelles :

$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

I.7. Conclusion :

Ce chapitre à concerné une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

CHAPITRE : II

**Pré-dimensionnement
et
descente de charge**

Chapitre II :

Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement :

II.1.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement, est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des sections des différents éléments résistants d'un ouvrage, il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, "**RPA 99 – version 2003** -", et le "**CBA 93**", "**BAEL91**"

Dont le but et d'arriver à déterminer des épaisseurs économique afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton, et en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

II.1.2. Les poutres :

Une poutre est un solide en béton armé à ligne moyenne droite, à section rectangulaire, carrée, en T ou en I, dont la portée est prise entre nus des appuis. Le dimensionnement d'une poutre est déterminé en respectant les exigences du BAEL 91 et les vérifications des exigences du RPA99/2003.

✚ Selon les règles BAEL 91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules :

La hauteur h de la poutre doit être : $l/15 \leq h \leq l/10$

▪ La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

l : Longueur libre entre nus d'appuis

h : Hauteur totale de la poutre

b : Largeur de la poutre

✚ Selon RPA 99 :

▪ $b \geq 20$ cm

▪ $h \geq 30$ cm

▪ $h/b \leq 4$

II.1.2.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, et transmettent les charges aux différents éléments verticaux leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

➤ **La hauteur h :**

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{max} = 3.55 \text{ m}$$

$$355/15 \leq h \leq 355/10$$

$$23,66 \leq h \leq 35,5 \quad \text{On adopte } h = 35 \text{ cm}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art.7.5.1 : il faut vérifier :

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ cv} \end{cases}$$

– Donc la poutre principale à une section : **(b × h) = (30 × 35) cm²**

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

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

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

Avec :

L_{max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

➤ **La hauteur h :**

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \quad \text{ou} \quad L_{max} = 3.50 \text{ m}$$

$$350/15 \leq h \leq 350/10$$

$$23.33 \leq h \leq 35 \quad \text{On adopte } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art 7.5.1 : il faut vérifier :

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ h/b = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{ cv} \end{cases}$$

- Donc la poutre secondaire à une section : **(b × h) = (30 × 30) cm²**

II.1.2.3. Pré dimensionnement Poutre palière :

C'est une liaison entre palier (table de l'escalier) et poteaux, en a deux types d'escalier. Pour leur pré-dimensionnement, on applique la formule suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Pour la poutre palière :

✚ **Type 1 :**

$$L_{max} = 2.55 \text{ m} = 255 \text{ cm}$$

➤ **La hauteur h :**

$$255/15 \leq h \leq 255/10$$

$$17 \text{ cm} \leq h \leq 25.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30 \text{ cm}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art 7.5.1 : il faut vérifier :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots cv \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots cv \\ h/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

- Donc la poutre palière type 1 à une section : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

✚ **Type 2 :**

$$L_{max} = 2.80 \text{ m} = 280 \text{ cm}$$

➤ **La hauteur h :**

$$280/15 \leq h \leq 280/10$$

$$118.66\text{cm} \leq h \leq 28 \text{ cm} \quad \text{On prend } h = 30\text{cm}$$

➤ **La largeur b :**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

Condition de RPA.99.V2003 art 7.5.1 : il faut vérifier :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots cv \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots cv \\ h/b = 1 \leq 4 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

- Donc la poutre palière type 2 à une section : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

⇒ Donc la poutre palière de ce projet à une section : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Poutres	Section (cm ²)
Principales	(30×35)
Secondaires	(30×30)
Palière	(30×30)

Tableau II.1 : Les sections des poutres sont résumées.

II.1.3. Pré-dimensionnement des dalles:

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

II.1.3.1. Planchers à corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles. L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant **BAEL 91 (art B.6.8, 423)** Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

-Condition de flèche : (Art B.6.8.4.2.4) BAEL91

On doit vérifier : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$

L : Porté maximal entre nus d'appuis dans le sens des nervures.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L = 350 \text{ cm}$.

$h_t / L \geq 1/22,5$

$h_t : \geq L/22,5 = \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$

$h_t : \geq 15,55$

$h_t : \geq 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux = 16cm.

- Hauteur de la dalle de compression = 4cm

En adopte : $h_t = 20 \text{ cm} (16+4)$.

-Les caractéristiques géométriques de la nervure :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants :

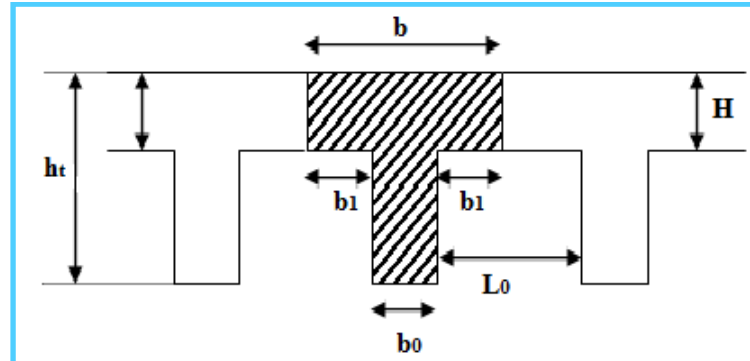


Figure II.1 : poutrelle en T.

-Détermination de b_0 :

On a:

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

$$0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20$$

$$08 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

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

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \\ \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv} \end{array} \right.$$

b_1 : La distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : La longueur de la nervure.

Donc on prend: $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle de compression	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
La largeur b_0 des nervures	10cm
Distance L_0 entre deux nervures	55cm
Entraxe des nervures	65cm

Tableau II.2 : Les caractéristiques géométriques de nervure.

II.1.3.2. les dalles pleines (d'ascenseur) :

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui se distinguent entre : résistance au feu, isolation thermique et phonique, résistance à la flexion, condition de flèche . . . etc. tous ces critères sont détaillées dans ce qui suit :

a. Isolation phonique :

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur : $e \geq 16$ cm

On adopte : $e_1 = 16$ cm

b. Condition de résistance au feu :

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e < 7$ cm -----1 heure de coup feu.

$e < 11$ cm ----- 2 heure de coup feu.

On adopte : $e_2 = 11$ cm.

c. Condition de résistance a la flexion :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, la condition a vérifiée est :

$$\frac{L_{\max}}{50} < e < \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{398}{50} < e < \frac{398}{40} \Rightarrow 7.95 < e < 9.95$$

On adopte: $e_3 = 8$ cm

L_{\max} : est la plus grande dimension de la dalle.

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) = \max (16, 11, 8) \Rightarrow e = 16 \text{ cm.}$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle : $e = 20$ cm.

II.1.4. Les poteaux:

Les poteaux sont les éléments porteurs et assure un certain contreventement plancher poutre, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données. Selon *R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 p 48»*,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\min\{b_1, h_1\} \geq 25\text{cm}$$

$$\min\{b_1, h_1\} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

-Vérification: (dimensions minimales RPA)

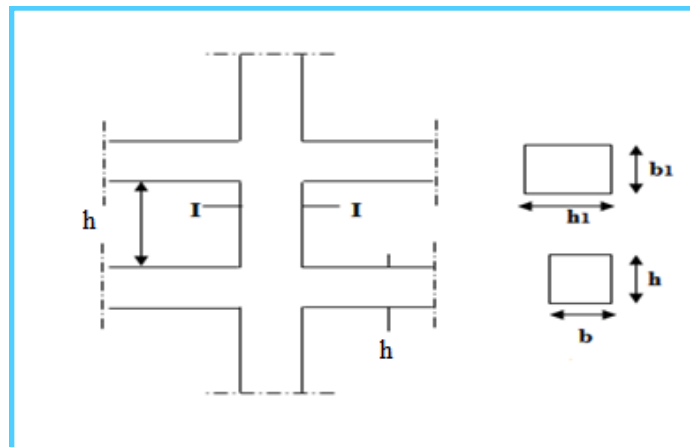


Figure II.2 : poteau.

➤ **Poteau cas 1-1 :**(RDC+ première étage)

On adopte : (30,40)

$$\min\{30,40\} \geq 25\text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\min\{30,40\} \geq \frac{340}{20}$$

$$\min\{30,40\} \geq 17\text{ cm} \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h_1} \leq 4$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} \leq 4 \dots \dots \dots cv$$

$$0.25 \leq 0.75 \leq 4 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Poteau cas 2-2:** étages 01

On adopte :(45,45)

$$\min\{45,45\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

$$\min\{45,45\} \geq \frac{306}{20}$$

$$\min\{45,45\} \geq 15,3$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h_1} \leq 4$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} \leq 4 \dots \dots \dots cv$$

➤ **Poteau cas 3-3 :** les étages (02 à 07)

On adopte :(45,45)

$$\min\{40,40\} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

$$\min\{45,45\} \geq \frac{306}{20}$$

$$\min\{45,45\} \geq 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h_1} \leq 4$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \dots \dots \dots cv$$

II.1.5. Les voiles:

II.1.5.1. Définition:

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales:

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales. Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales

L'épaisseur des voiles doit être satisfaire la condition suivante :

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

e: l'épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

➤ **Cas 01:** RDC

$$e \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \text{ on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Cas 02:** Les autres étages

$$e \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \text{ on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

II.1.5.2. Voiles d'ascenseur

II.1.5.2.1. Définition d'ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

II.1.5.2.2. Caractéristiques de l'ascenseur

L : Longueur de l'ascenseur = 2.30m

I : Largeur de l'ascenseur = 1.85m

Pour les cages d'ascenseur, on adopte une épaisseur du voile : $e = 20 \text{ cm}$.

II.1.6. L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnes.

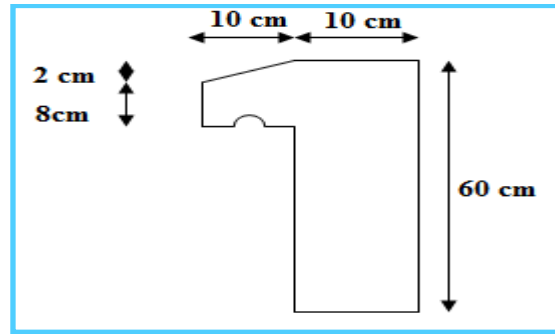


Figure II.3:l'acrotère.

II.1.7.Balcon :

Pré dimensionnement de la dalle (*pratique de BAEL page 352*)

-La portée du balcon est de 1.20 m.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{300}{398} = 0,7 \rightarrow \alpha > 0,4$$

Le panneau porte dans deux directions

a. Résistance la flexion

✓ Dalle reposant sur deux appuis ; $L_x / 35 < e < L_x / 30$

✓ Dalle reposant sur trois aux quatre appuis ; $L_x / 50 < e < L_x / 40$

L_x ; est le petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre projet les dalles qui repose sur deux appuis.

$$L_x / 35 < e < L_x / 30$$

$$300 / 35 < e < 300 / 30$$

$$8.57 < e < 10$$

On adopte ; $e = 15 \text{ cm}$

b. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu

On adopte ; $e = 15$

Alors pour une dalle de balcon en prend une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

II.1.8. Les escaliers:

Les escaliers sont constitués des volées en béton armé coulés sur place. Pour la détermination des dimensions des marches (**g**) et contre marche (**h**) dans ce projet en a deux cas des escaliers on utilise la formule de BLONDEL :

II.1.8.1. CAS 1: RDC

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

h: hauteur d'une marche dite contre marche.

g: largeur d'une marche dite giron.

G et **h** doivent vérifier la relation suivante.

$$14,5 < h < 18$$

$$\text{et } 18 < g < 32$$

On prend : **$h=17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.**

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

-Hauteur d'étage : **$H=3,40\text{m}$.**

-Hauteur de la paillasse : **$H'=3,40/3=1,13\text{m}$.**

-Détermination le nombre de contre marche : **$n = H/h = 340 / 17 = 20$ contre marches.**

(10 + 10) deux volés de 10 contre marche

-Détermination le nombre de marche : **$m = n - 1 = 10 - 1 = 09$ marches.**

n = 07 marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse : **$L=g (n-1)=0,3 (10-1)= 2.7\text{m}$.**

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : **$\text{tg } \alpha = H'/L'$**

$$H' = n \times h = 10 * 17 = 170\text{cm}$$

$$L' = (n - 1) * g = (10 - 1) * 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H'/L' = 170 / 270 = 0.629 \quad \alpha = 32.169^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{170}{\sin(32.169)} = 319.297 \text{ m}$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

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

$$\frac{319.297}{30} \leq e \leq \frac{319.297}{20}$$

$$10.643 \leq e \leq 15.96 \quad \text{on prend } e = 15\text{cm.}$$

-l'épaisseur de le palier : **$e=15\text{cm}$**

Les résultats dans le tableau suivant :

$H(\text{cm})$	$L(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(\text{cm})$	$e(\text{cm})$
340	270	17	30	32,169°	15

Tableau II.3: Les résultats d'escalier cas 1

II.1.8.2.CAS 1 : Les autres étages

$$59 < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

h : hauteur d'une marche dite contre marche.

g : largeur d'une marche dite giron.

G et **h** doivent vérifier la relation suivante.

$$14,5 < h < 18$$

$$\text{et } 18 < g < 32$$

On prend : **$h=17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$.**

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

-Hauteur d'étage : **$H=3,06\text{m}$** ;

-Hauteur de la paillasse : **$H'=3,06/3=1,02\text{m}$** ;

-Détermination le nombre de contre marche : **$n = H/h = 306 / 17 = 18$ contre marches.**

(9+9) deux volés de 09 contre marche

-Détermination le nombre de marche : **$m = n - 1 = 9 - 1 = 08$ marches.**

$n = 08$ marches par volée.

-détermination la longueur projetée de la paillasse : **$L=g (n-1)=0,3 (9-1)=1,80\text{m}$.**

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : **$\text{tg } \alpha = H'/L'$**

$$H' = n \times h = 09 \times 17 = 153 \text{ cm}$$

$$L' = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H'/L' = 153 / 240 = 0.637 \quad \alpha = 32.49^\circ$$

- détermination la largeur de la paillasse :

$$L_p = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(32.49)} = 284.835 \text{ m}$$

- détermination l'épaisseur de la paillasse :

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

$$\frac{284.835}{30} \leq e \leq \frac{284.835}{20}$$

$$9.495 \leq e \leq 14.242 \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm.}$$

- l'épaisseur de le palier : $e = 15 \text{ cm}$

Les résultats dans le tableau suivant :

$H(\text{cm})$	$L(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(\text{cm})$	$e(\text{cm})$
306	240	17	30	32,49°	15

Tableau II.4 : Les résultats d'escalier cas 2.

II.2.Descente des charges :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent Les charges permanentes G sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduit des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes. Et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le *D.T.R.B.C.2.2.*

II.2.1.Poids volumiques des matériaux

matériaux	Poids volumique	matériaux	Poids volumique
Béton armé	25 KN/m ³	Gravier	17 KN/m ³
Enduit ciment	14 KN/m ³	Sable	18 KN/m ³
Isolation thermique	4 KN/m ³	plâtre	15 KN/m ³
Carrelage	22KN/m ³	Forme de pente	22KN/m ³
Briques creuses	09 KN/m ³	Etanchéité	0,12 KN/m ³

Tableau II.5 : Poids volumiques des matériaux.

II.2.2.Evaluation des charges et surcharges :

II.2.2.1.Plancher terrasse :

-Corps creux :

	Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
01	Gravillons de Protection	0,05	15	0,75
02	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
03	forme Pente de béton	0,10	22	2,2
04	Isolation phonique	0,04	04	0,16
05	Dalle en corps creux	0,16+0,04	14	2.8
06	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			G	6,23 KN/m²
			Q	1,00 KN/m²

Tableau II.6 : évaluation des charges du plancher terrasse en corps creux.

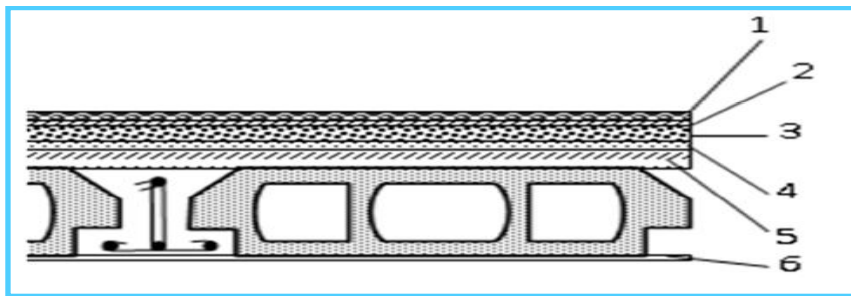


Figure II.4 : Plancher terrasse à Corps creux.

-Planchers étage courant :

	Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
01	Cloison de separation	0,1	1	0,1
02	Carrelage+ mortier	0,02	22	0,44
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Plancher à corps creux	0,16+0,04	14	2.8
05	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
			G	3.9 KN/m²
			Q	2,5 KN/m²

Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher courant.

Élément	Charges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher RDC (commerce)	5,0

Tableau II.8: Evaluation de charges d'exploitation du plancher RDC (commerce).

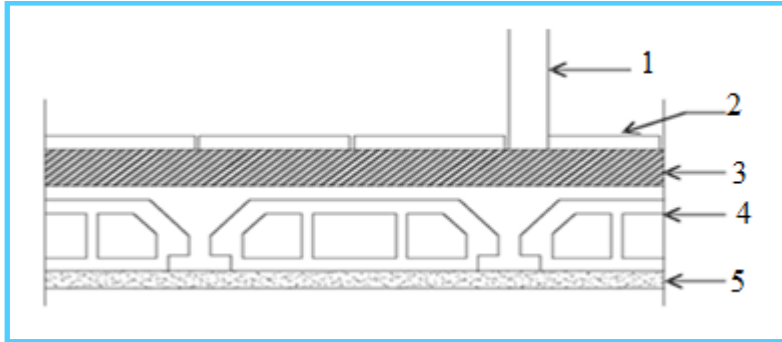


Figure II.5 : Plancher étage courant.

II.2.2.2. Mur extérieur :

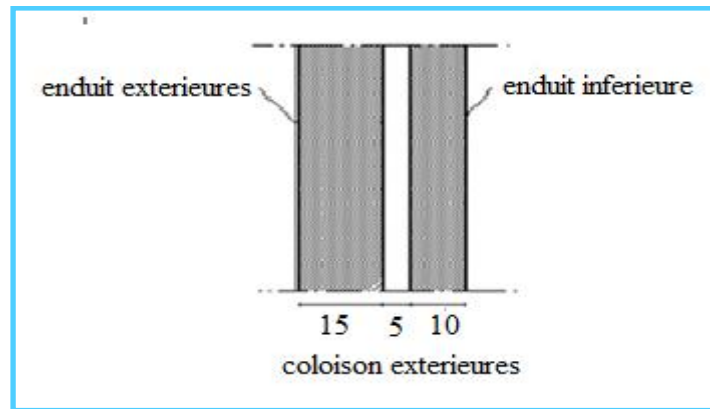


Figure II.6: Mur extérieur.

Les Compositions	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids Surfaccique (KN/m ²)
Brique creuses 15cm (12trous)	0,15	-	1,3
Brique creuses 10cm (8trous)	0,10	-	0,9
Mortier du ciment	0,02	18	0,36
Mortier du plâtre	0,02	10	0,2
		G	2,76 KN/m²

Tableau II.9 : Evaluation des charges du mur extérieur.

Mur de façade en doit déduire de 25% d'ouvertures $G=0,75 \times 2.76 = 2.07 \text{KN/m}^2$

II.2.2.3.L'escalier :

-Paillasse :

Les compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids pré presse de paillasse	0,12/cos32.79	25	3,56
Poids propre de la marche	0,17/2	22	1,87
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit de ciment	0,02	14	0,28
Garde corps	-	-	0,20
		G	6,75
		Q	2,50

Tableau II.10: Evaluation des charges de Paillasse.

-Palier de repos :

Les compositions	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Poids propres de Palier de repos	0,15	25	3,75
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit de ciment	0,02	14	0,28
		G	4,87
		Q	2,50

Tableau II.11 : Evaluation des charges de palier de repos.

II.2.2.4.La dalle pleine : (balcon)

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Dalle pleine	0,16	25	4,00
Enduit en ciment	0,02	14	0,28
		G	5,12
		Q	3,50

Tableau II.12 : Evaluation des charges de dalle de balcon

-Garde corps des balcons :

Les composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuses 15cm (12trous)	0,15	-	1,3
enduit du ciment	0,02	14	0,28
		G	1,58
		Q	/

Tableau II.13 : Evaluation des charges de garde corps.

II.2.2.5.Acrotère :

La surface de l'acrotère est :

$$S = \frac{0,02 \times 0,1}{2} + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,069m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 25) = 1,72KN/m$$

$$G = 1,72KN/m$$

$$Q = 1KN/m$$

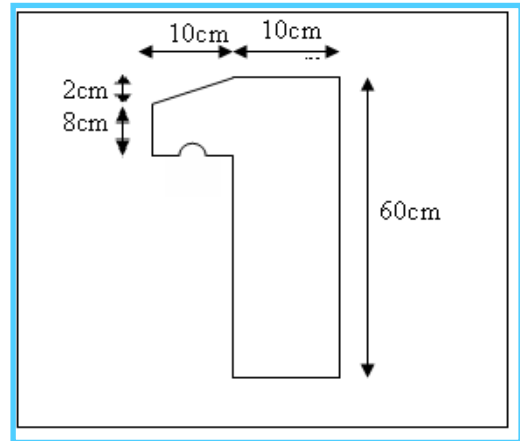


Figure II.7 : Dimensionnement acrotère.

II.2.3.détermination de La descente des charges:

II.2.3.1.Loi de dégression : (ART.V.2 p22.BAEL 91)

Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas ; on calcul Q_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i. (ART. 6.3. B .C.2.2)

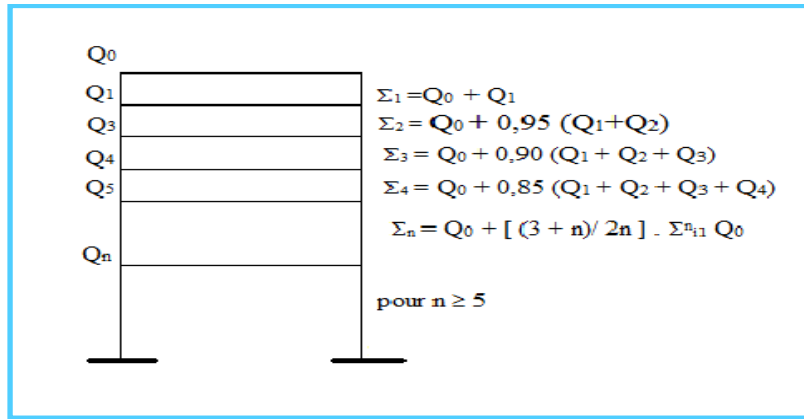


Figure II.8: calcul Q_i surcharge totale.

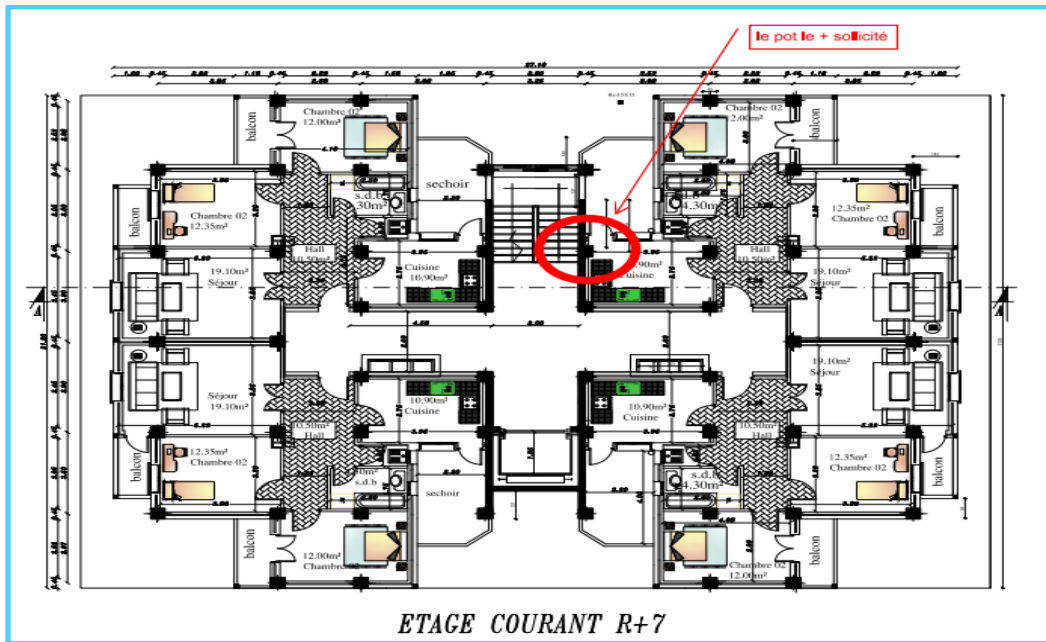


Figure II.9 : La position de poteau le plus sollicité.

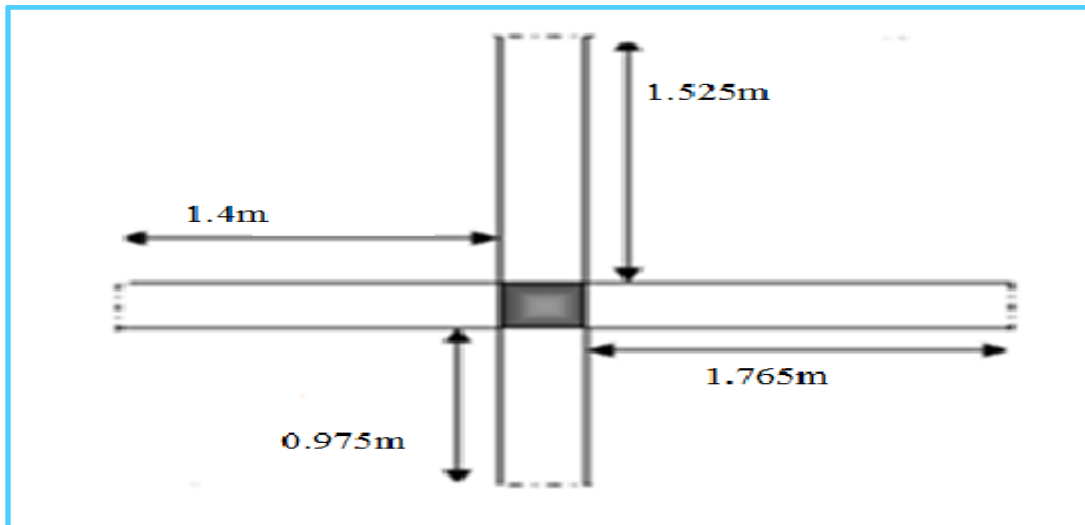


Figure II.10 : la dalle de poteau le plus sollicité.

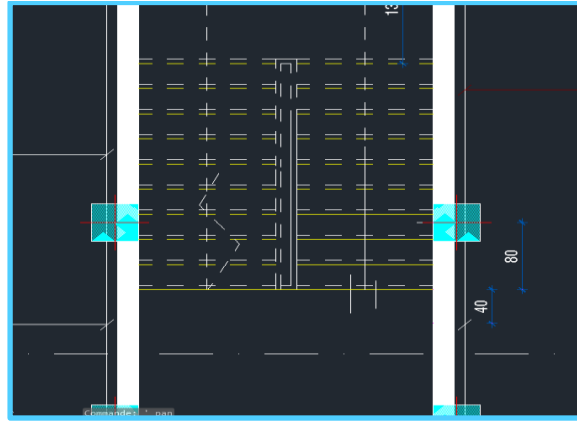


Figure II.11 : la dalle corps creux 0.4m.

II.2.3.2. Calcul de l'effort ultime :

Surface de la dalle : $(1.525 \times 1.765) + (0.97 \times 1.765) + (1.4 \times 0.4) = 4.97 \text{ m}^2$

Poutre principale : $(0.35 \times 0.30) \times 3.165 = 0.37 \text{ m}^3$

Poutre secondaire : $(0,30 \times 0,30 \times 2.95) = 0.26 \text{ m}^3$

	Elément	G (KN)	Q(KN)
Niveau01 (étage 07)	P. terrasse : $4,97 \times 6.23$	30.96	$4,97 \times 1 = 4,97$
	p. p: $(0,35 \times 0.30 \times 25 \times 3,61)$	9,47	
p. s: $(0,30 \times 0,30 \times 25 \times 2,95)$	6,63		
p. poteau: $(0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25)$	15,49		
	Total	62.55	4,97
Niveau02 (étage 06)	p. planche: (4.97×3.9)	19.38	$4,97 \times 2.5 = 12.42$
	p. p. p: $(0,35 \times 0.30 \times 25 \times 3,61)$	9,47	
	p. p. s: $(0,30 \times 0,30 \times 25 \times 2,95)$	6,63	$1.4 \times 2.4 \times 2.5 = 8.4$
	p. poteau: $(0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25)$	15,49	
	paillasse $(1.3 \times 2.4 \times 6.75)$	22.68	
	Total	73.65	20.82
Niveau03 (étage 05)	p. planche: $(4.97 \times 4,6)$	19.38	$4,97 \times 2.5 = 12.42$
	p. p. p: $(0,35 \times 0.30 \times 25 \times 3,61)$	9,47	
	p. p. s: $(0,30 \times 0,30 \times 25 \times 2,95)$	6,63	$1.4 \times 2.4 \times 2.5 = 8.4$
	p. poteau: $(0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25)$	15,49	
	paillasse $(1.3 \times 2.4 \times 6.75)$	22.68	

	Total	73.65	20.82
Niveau 04 (étage 04)	p. planche: (4.97 × 4,6)	19.38	4,97 × 2.5 = 12.42 1.4 × 2.4 × 2.5 = 8.4
	p. p. p: (0,35 × 0.30 × 25 × 3,61)	9,47	
	p. p. s: (0,30 × 0,30 × 25 × 2,95)	6,63	
	p. poteau: (0,45 × 0,45 × 3,06 × 25)	15,49	
	paillasse(1.3 × 2.4 × 6.75)	22.68	
	Total	73.65	20.82
Niveau 05 (étage 03)	p. planche: (4.97 × 4,6)	19.38	4,97 × 2.5 = 12.42 1.4 × 2.4 × 2.5 = 8.4
	p. p. p: (0,35 × 0.30 × 25 × 3,61)	9,47	
	p. p. s: (0,30 × 0,30 × 25 × 2,95)	6,63	
	p. poteau: (0,45 × 0,45 × 3,06 × 25)	15,49	
	paillasse(1.3 × 2.4 × 6.75)	22.68	
	TOTAL	73.65	20.82
Niveau 06 (étage 02)	p. planche: (4.97 × 4,6)	19.38	4,97 × 2.5 = 12.42 1.4 × 2.4 × 2.5 = 8.4
	p. p. p: (0,35 × 0.30 × 25 × 3,61)	9,47	
	p. p. s: (0,30 × 0,30 × 25 × 2,95)	6,63	
	p. poteau: (0,45 × 0,45 × 3,06 × 25)	15,49	
	paillasse(1.3 × 2.4 × 6.75)	22.68	
	TOTAL	73.65	20.82
Niveau 07 (étage 01)	p. planche: (4.97 × 4,6)	19.38	4,97 × 2.5 = 12.42 1.4 × 2.4 × 2.5 = 8.4
	p. p. p: (0,35 × 0.30 × 25 × 3,61)	9,47	
	p. p. s: (0,30 × 0,30 × 25 × 2,95)	6,63	
	p. poteau: (0,45 × 0,45 × 3,06 × 25)	15,49	
	paillasse(1.3 × 2.4 × 6.75)	22.68	
	TOTAL	73.65	20.82
Niveau 08 (RDC)	p. planche: (4.97 × 4,6)	19.38	4,97 × 5.0 = 24.85 1.4 × 2.7 × 2.5 = 9.45
	p. p. p: (0,35 × 0.30 × 25 × 3,61)	9,47	
	p. p. s: (0,30 × 0,30 × 25 × 2,95)	6,63	
	p. poteau: (0,45 × 0,45 × 3,40 × 25)	17.21	
	paillasse(1.3 × 2.7 × 6.75)	25.51	
	TOTAL	77.90	34.30

Tableau II.14 : Evaluation des charges de poteau intermédiaire.

-Calcul de Q :

N	Dégression	Q (KN)
01Terasse	Q_0	4,97
02 (étage 1)	$Q_0+ Q_1$	25.79
03 (étage 2)	$Q_0+0,95 (Q_1+ Q_2)$	44.52
04 (étage 3)	$Q_0+0.90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	61.18
05 (étage 4)	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	74.55
06 (étage5)	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	86.25
07 (étage 6)	$Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	98.66
08 (étage 7)	$Q_0+0.70 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7)$	116.42

Tableau II.15: Evaluation des charges exploitations de poteau intermédiaire.

Niveau	Charges Permanentes [KN]						Charges d'exploitation [KN]		Efforts Normaux ultime [KN]
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids de paillasse	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N
01	34,44	15.75	15.49	12.6	62.55	62.55	4,97	4,97	91.89
02	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	136.20	20.82	25.79	222.55
03	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	209.85	20.82	46.61	353.21
04	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	283.5	20.82	67.43	483.87
05	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	357.15	20.82	88.25	614.52
06	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	430.80	20.82	109.07	745.18
07	22.86	15.75	15.49	12.6	73.65	504.45	20.82	129.89	875.84
08	22.86	15.75	17.21	14.17	77.90	578.10	34.30	164.19	1026.72

Tableau II.16 : charges permanentes et d'exploitation totales.

- La charge permanente totale : $G = 578.10 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation totale : $Q = 164.19$

Ou on a $N = 1,35G_c + 1,5Q_c$

$$N = 1,35(578.10) + 1,5(164.19)$$

$$N = 1026.72 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime NU de 10%, tel que :

$$NU^*=1.1NU$$

$$NU^*=1129.40 \text{ KN}$$

II.3. Les Vérifications nécessaires :

Considérons une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ $(45 \times 45) \text{ cm}$:

II.3.1. Vérification du critère de résistance :

$$\frac{NU^*}{B} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5}$$

$$\bar{\sigma}_s = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{NU^*}{\bar{\sigma}_s}$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{1177.48}{14.2} \times 10^{-3} = 0.082 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{NU^*}{\bar{\sigma}_s} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

II.3.2. Critère de stabilité de forme

Vérification au flambement

Dimensionnement à L'ELU D'après le CBA .93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f=0,7$ et $L_0=0,7 h_e$

a : dimension de la section du béton du 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 ; $\frac{A_s}{B} = 0,7\%$

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

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

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

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

Vérification au flambement (B.A.E.L.91) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} < 50 , \quad i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}} , \quad L_f = 0,7L_0 , \quad I = \frac{bh^3}{12} , \quad A = b \times h$$

$$A = b \times h$$

$$A = 45 \times 45$$

$$A = 2025 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$I = \frac{45 \times 45^3}{12}$$

$$I = 341718.75 \text{ cm}^2$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{341718.75}{2025}}$$

$$i_{min} = 12.99$$

Cas 01 : RDC

$$L_f = 0,7L_0$$

$$L_f = 0,7 \times 340$$

$$L_f = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{238}{12.99}$$

$$\lambda = 18.32 < 50 \dots\dots\dots cv$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{18,32}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.80$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées à $j < 99$ jours, on devise α par 1.1

$$\alpha = \frac{0.80}{1.1}$$

$$\alpha = 0.732$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1.849 \text{ m}^2$$

A_s : section d'armature d'après le **BAEL 91** : $A_s = 0.7\% B_r$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

$$B_r \geq \frac{N}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1026.40}{0.732 \left[\frac{25}{0.9(1.5)} + \frac{400}{100(1.15)} \right]} = 63.44 \text{ cm}^2$$

$B_r = 1849 \text{ cm}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 63.44 \text{ cm}^2$ vérifier donc ya pas risque de flambement.

Cas 02 : Les autres étages

$$L_f = 0,7L_0$$

$$L_f = 0,7 \times 306$$

$$L_f = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{12.99}$$

$$\lambda = 16.48 < 50 \text{cv}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16.48}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.81$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées à $j < 99$ jours, on devise α par 1.1

$$\alpha = \frac{0.81}{1.1}$$

$$\alpha = 0.736$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$B_r = (45 - 2) (45 - 2) \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 1.849 \text{ m}^2$$

A_s : section d'armature d'après le **BAEL 91** : $A_s = 0.7\% B_r$

On doit vérifier que : $B_r > B_{r\text{-calculée}}$

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

$$B_r \geq \frac{1026,72}{0,736 \left[\frac{25}{0,9(1,5)} + \frac{400}{100(1,15)} \right]} = 63,44 \text{ cm}^2$$

$B_r = 1849 \text{ cm}^2 > B_{r\text{-calculée}} = 66,11 \text{ cm}^2$ vérifier donc ya pas risque de flambement.

II.4. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous

avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

Poteaux : (45×45) cm²

Poutres principales : (30×35) cm²

Poutres secondaires : (30×30) cm²

Poutre palière : (30 × 30) cm

CHAPITRE III

Étude des Éléments Secondaires

Chapitre III :

Calcul des Eléments Secondaire

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ L'acrotère
- ✓ Les balcons
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les poutres palières.
- ✓ La dalle d'ascenseur.
- ✓ Les planchers

III.2.L'acrotère:

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal due à son poids propre (G).
- * Un moment due à la surcharge (Q)

il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire, L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS dont les dimensions sont les suivant :

- ✓ Largeur $b = 100\text{cm}$;
- ✓ Hauteur $H = 60\text{cm}$;
- ✓ Epaisseur $e = 10\text{ cm}$;

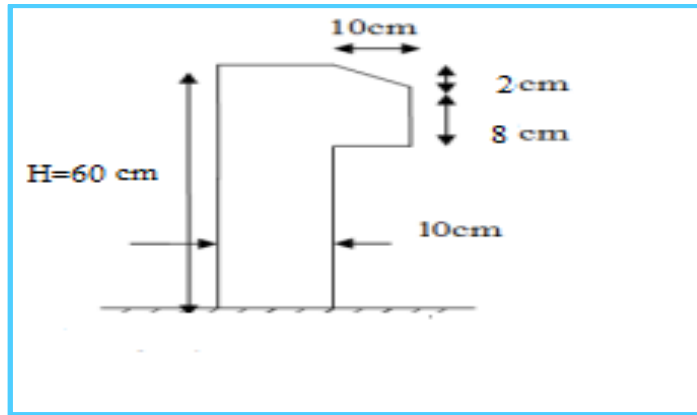


Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2. Calcul des sollicitations :

Poids propre: $W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation: $Q = \max(F; F_p)$

La force horizontale F_p :(RPA 99 « version 2003 », art 6.2.3 P54).

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

-A :(Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 BAEL ») $A = 0,15$;

- C_p :(Facteur de force horizontale « Tab 6-1 ») $C_p = 0,8$;

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,828 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max\{F; F_p\} \Rightarrow Q = \max\{1; 0,828\}$$

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

III.2.3. Combinaison d'action:

✓ à-ELU:

$$M_{ELU} = 1,5Qh = 1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELU} = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{ KN/ml}$$

✓ à-ELS:

$$M_{ELS} = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELS} = G = 1,725 \text{ KN} = 1,725 \text{ KN/ml}$$

	N(KN)	M(KN. m)
E.LU	2,33	0,9
E.L.S	1,725	0,6

Tableau III.1 : Combinaison d'action d'acrotère.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m} , \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

$$e_u, e_{ser} > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...) donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III.2.4.Ferraillage à l'ELU:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec : $M_{uA} = N_u \cdot e_A$

On obtient une section fictive d'acier A_{uu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} (cm^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus

$$e_A = e_u + \left(d - \frac{h_t}{2} \right) \text{ avec } d = 0,9h = 0,09 \text{ m}$$

$$e_A = 0,39 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,43 \text{ m}$$

$$M_{uA} = 2,33 \times 0,43 = 1,00 \text{ KN. m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,16 = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Au}}{bd^2f_{bu}} = 0,0087 < 0,393$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0109$$

$$\alpha = 0,0109$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2/ml}$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{ul} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \text{ Avec } : \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,32 - \frac{2,33 \times 10}{348} = 0,25 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_u = \mathbf{0,25 \text{ cm}^2/ml}$$

III.2.5.Calcul à l'ELS :

-la fissuration est préjudiciable

-la section est partiellement comprimée, donc il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6F_{C28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s ; \text{ Avec } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; (210 \sqrt{\eta f_j}) \right\} = 210,63 \text{ Mpa.}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 210,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{Ser/A} = 0,6 \times 10^{-3} MN.m/ml < M_1 = 0.026 MN.m/ml$$

$M_{Ser/A} < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{serl} = \frac{M_{ser}}{z\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,6 \times 10}{0,074 \times 201,63} = 0,40 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{ser} = A_{serl} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,40 - \frac{2,33 \times 10}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,28 \text{ cm}^2/ml$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0,23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,09 \text{ cm}^2/ml$$

Donc $A_s > \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = (0,32; 0,28; 1,09)$

Qui nous donne **4HA6 = 1.13cm²/ml** espacée de **e=25cm**

✚ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 0,28 \text{ cm}^2/ml$$

Soit : **1HA6** ($A_s = 0,28 \text{ cm}^2$).

Soit : $S_r = 25 \text{ cm}$

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_r(\text{cm}^2)$	Choix
L'acrotère	0,32	0,28	1,09	1,13	4HA6	0,28	1HA6

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

III.2.6. Schéma de ferrailage :

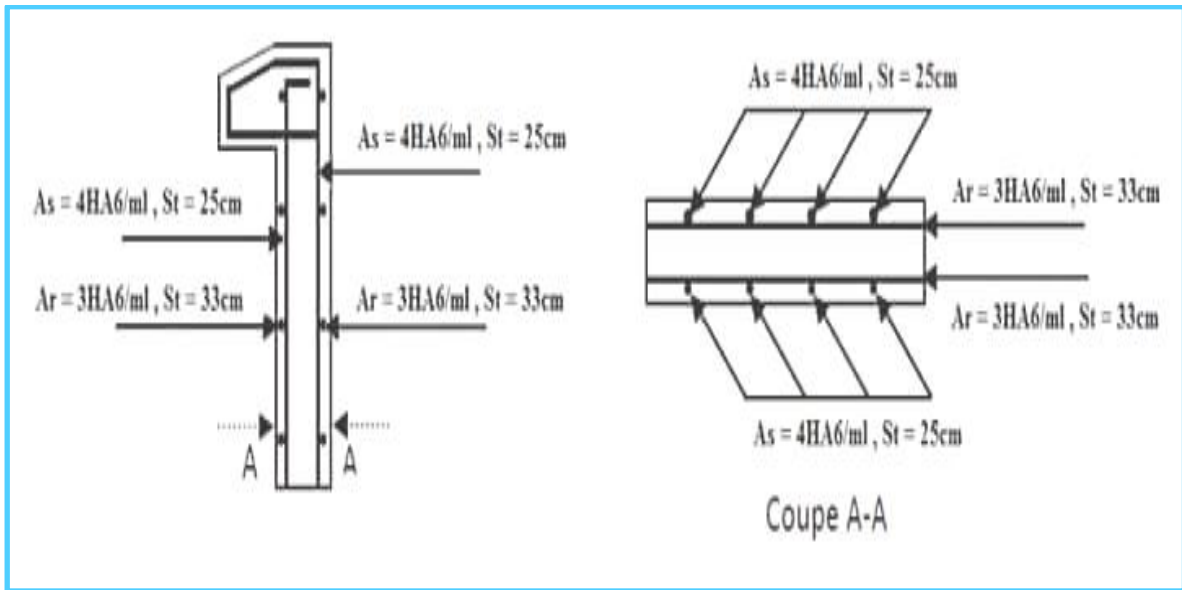


Figure III. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les balcons :

III.3.1. Définition :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales. Il travaille en flexion simple, est calculé comme une console encastrée aux poutres et soumis à une charge permanente et une charge d'exploitation concentrée à l'extrémité libre dû au poids propre de grande corps. Dans notre projet, on a deux types de balcons :

✚ Types 1 : L=1,20m :

III.3.1.1. Evaluation des charges :

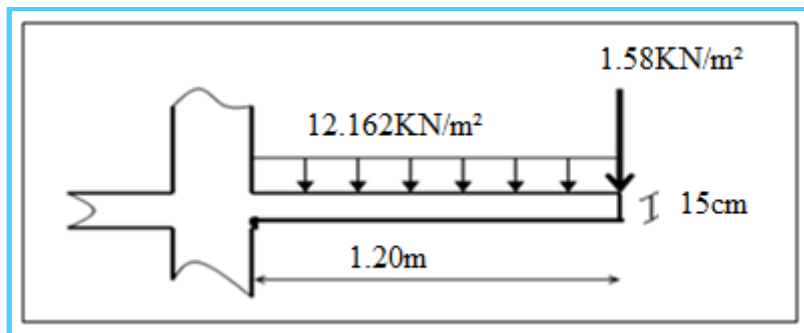


Figure III.3: Schéma statique de balcon.

*Charge permanente du balcon : $G_D = 5,12 \text{ KN/m}^2$

*Surcharges d'exploitation du balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

*Poids propre des murs du balcon : $G_g = 1,58 \text{ KN/m}^2$

*Force concentrée due aux poids des gardes corps : $p = 1,58 \times 0,84 = 1,33 \text{ KN}$

III.3.1.2. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,62 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l \Rightarrow M_u = \frac{12,16(1,20)^2}{2} + 1,35 \times 1,33 \times 1,20 = 10,90 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} \Rightarrow M_s = \frac{8,62(1,20)^2}{2} = 6,20 \text{ KN.m/ml}$$

III.3.1.3. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait sur section rectangulaire (Fig.III.4) :

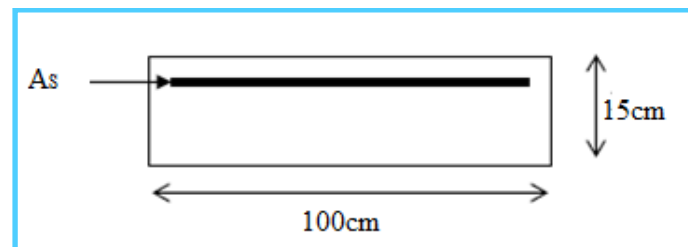


Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

*Les dimensions de la section :

-**h** = 15cm.

-**b** = 100cm.

-**d** = 13,5cm.

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,90 \times 10^3}{10^3 (13,5)^2 14,2} = 0,042$$

$$u_u = 0,042 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,053$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,9784$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,90 \times 10^3}{0,97 \times 13,5 \times 348} = 2,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

-l'espacement : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{ cv}$

✚ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min} \dots \dots (\text{cv})$

III.3.1.4. Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de CBA 93 et BAEL91 la fissuration est considérée comme préjudiciable.

✚ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,14(13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$\Delta = 129388,41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 359,70$$

$$y = 3,12 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A (d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,12)^3 + 15 (3,14)(13,5 - 3,12)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

-Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I} = \frac{3,12 \times 10^3 \times 6,20}{6087,13} = 3,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{6,20 \times 10^3}{6087,13} \right) (13,5 - 3,12)$$

$$\sigma_s = 158,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

✚ Les forces de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = 1,35(Gl + y) + 1,5Ql = 18,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,80 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,139 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,139 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

✚ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots cv$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_0 = M_t) \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots \dots cv$$

✚ Types 1 : L=1,18m

III.3.2.1. Evaluation des charges :

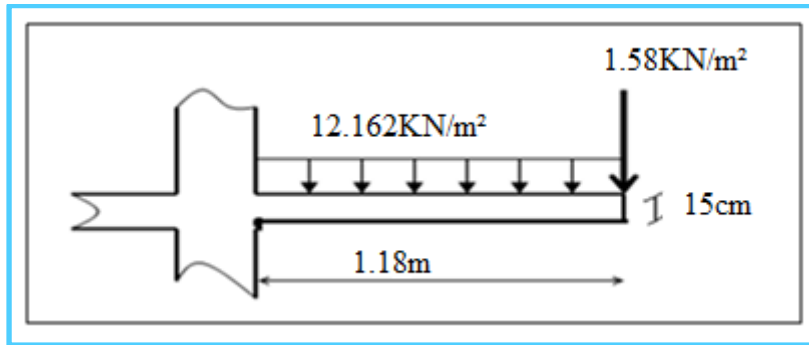


Figure III.5 : Schéma statique de balcon.

*Charge permanente du balcon : $G_D = 5,12 \text{ KN/m}^2$

*Surcharges d'exploitation du balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

*Poids propre des murs du balcon : $G_g = 1,58 \text{ KN/m}^2$

*Force concentrée due aux poids des gardes corps : $p = 1,58 \times 0,84 = 1,33 \text{ KN}$

III.3.2.2. Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,162 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 8,62 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + p_u l \Rightarrow M_u = \frac{12,16(1,18)^2}{2} + 1,35 \times 1,33 \times 1,18 = 10,58 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} \Rightarrow M_s = \frac{8,62(1,18)^2}{2} = 6,00 \text{ KN.m/ml}$$

III.3.2.3. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait sur section rectangulaire (Fig.III.4) :

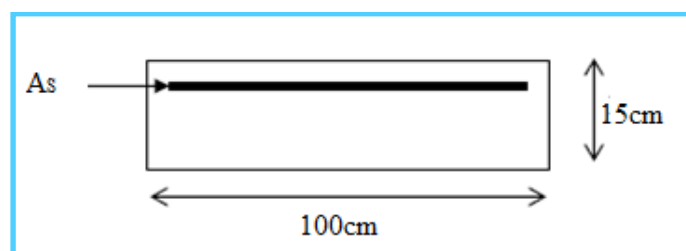


Figure III.6 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.

✚ Les dimensions de la section :

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

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

$$d = 13,5\text{cm.}$$

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$u_u = \frac{10,58 \times 10^3}{10^3 (13,5)^2 14,2} = 0,0040$$

$$u_u = 0,0040 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u}) = 0,005$$

$$\Rightarrow \beta_u = 1 - 0,4\alpha_u = 0,9979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10,58 \times 10^3}{0,99 \times 13,5 \times 348} = 2,25\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\text{HA10} = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

$$\text{—l'espacement : } S_t = 20\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{cv}$$

✚ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4}$$

$$A_r = \frac{3,14}{4} = 0,78\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\text{HA6} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

✚ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23bdF_{t28}}{F_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 10^2 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63cm^2$$

$$A_s > A_{min} \dots \dots (cv)$$

III.3.2.4.Vérification à l'ELS :

Le calcul se fait selon les règles de *CBA 93* et *BAEL91* la fissuration est considérée comme préjudiciable.

✚ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3,14(13,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$\Delta = 129388,41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 359,70$$

$$y = 3,12cm$$

-Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{100}{3}(4,06)^3 + 15(3,14)(13,5 - 4,06)^2$$

$$I = 6087,13cm^4$$

-Les contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{yM_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,06 \times 10^3 \times 6,00}{6428,03} = 3,07MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3,07MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots cv$$

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{6,00 \times 10^3}{6087,13} \right) (13,5 - 3,12)$$

$$\sigma_s = 153,47 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{MPa} \dots \dots cv$$

✚ Les forces de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$T_u = 1,35(Gl + y) + 1,5Ql = 18,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,83 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,137 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,137 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots cv$$

✚ Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche est inutile si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots cv$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{3,92}{100 \times 12} = 0,00326 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} (M_0 = M_t) \Rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots \dots cv$$

III.3.2.5. Schéma de ferrailage :

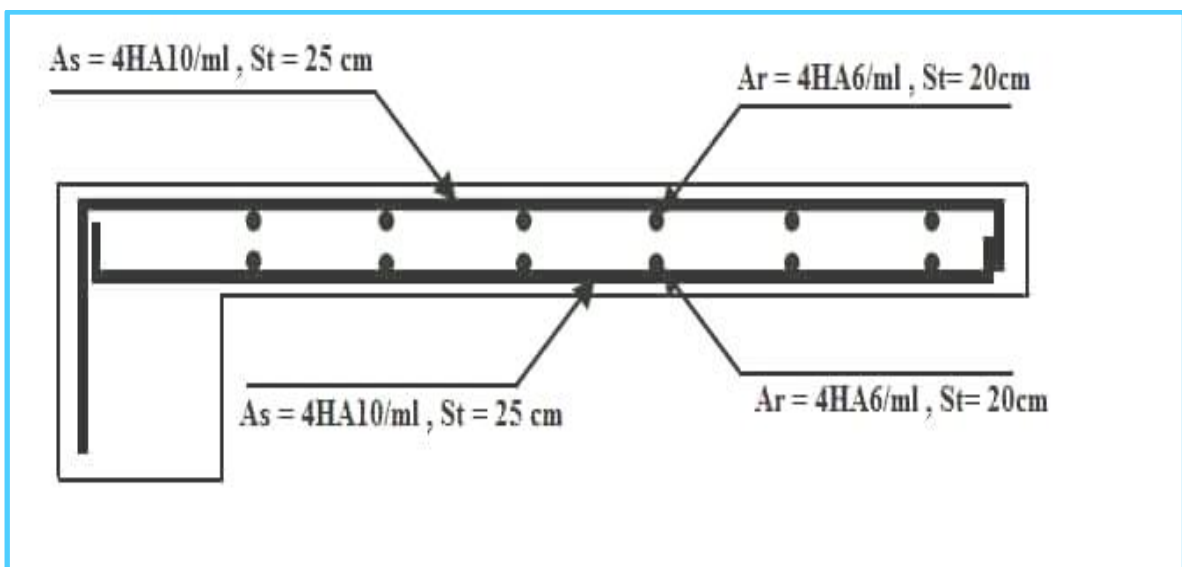


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de balcon pour les deux types.

III.4. Les escalier:

III.4.1. Définition :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

III.4.2. type 1 : RDC

volée1 = volée2 = 2.70m

Palier = 1.60m

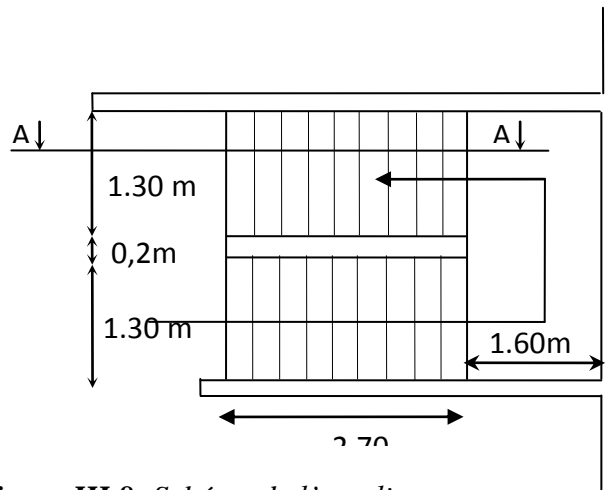


Figure III.8: Schéma de l'escalier.

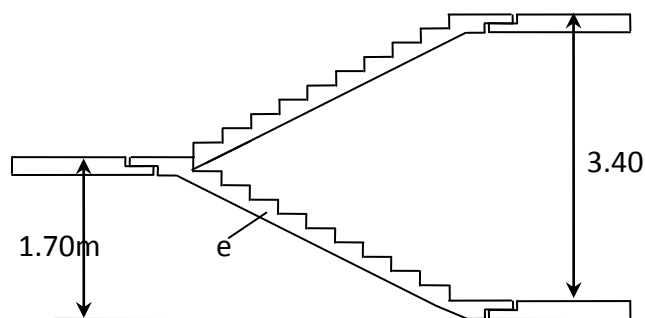


Figure III.9 : Schéma statique de volée 01- type01-

III.4.2.1.1.calcul des sollicitations:

III.4.2.1.1.a. Combinaison des charges:

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6,75	2,50	12.86	9.25
Palier	4,87	2,50	10.32	7,37

Tableau III.3 : Les différentes descentes des charges.

✚ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

q_1 : la charge du paillasse

q_2 : la charge du palier

✓ à -L'ELU:

$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(12,86 \times 2,70 + 10,32 \times 1,60)}{(2,70 + 1,60)} = 11,91 \text{KN/ml}$$

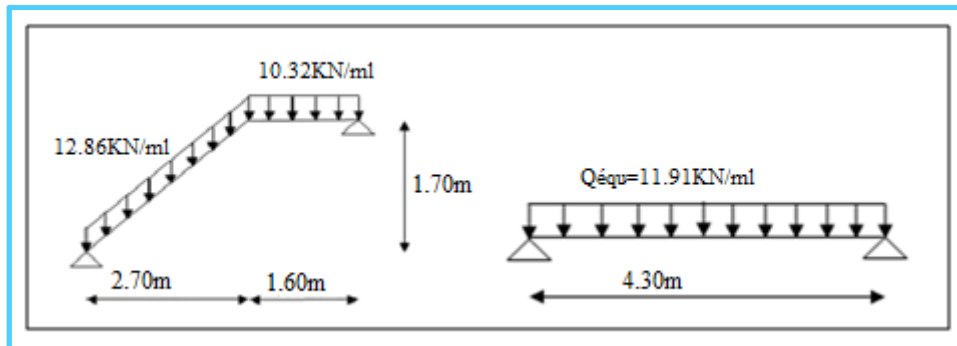


Figure III.10 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 01-

✓ à -L'ELS:

$$q_{\text{eqser}} = \frac{(9,25 \times 2,70 + 7,37 \times 1,60)}{(2,70 + 1,60)} = 8,55 \text{KN/ml}$$

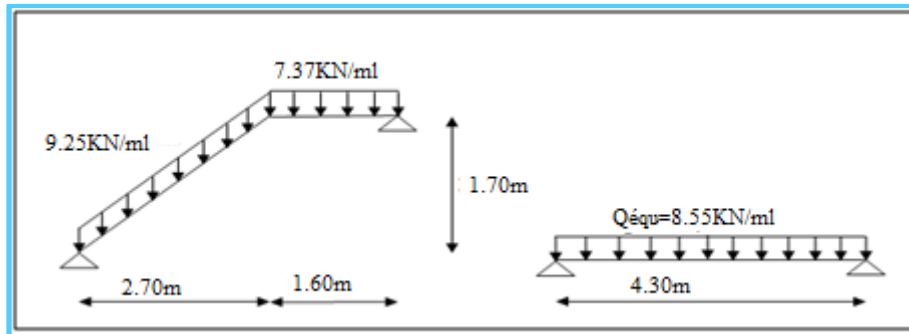


Figure III.11 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 01-

✚ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

✓ à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{11,96 \times 4,30^2}{8} = 27,64 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{11,96 \times 4,30}{2} = 25,71 \text{KN/ml}$$

✓ à -L'ELS:

$$M_0 = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{8} = \frac{8,55 \times 4,30^2}{8} = 19,76 \text{KN.m/ml}$$

✚ Calcul des Moments fléchissant :

✚ Sur appuis:

à - L'ELU:

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 27,64 = 8,292 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{a_{\text{ser}}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 19,76 = 5,92 \text{KN.m/ml}$$

✚ En travée:

à -L'ELU:

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 27,64 = 23,494 \text{KN.m/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 19,76 = 16,79 \text{KN.m/ml}$$

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t(\text{KNm})$	$M_a(\text{KNm})$	$V_u(\text{KNm})$
E.L.U	27,64	23,49	8,29	25,71
E.L.S	19,76	16,79	5,92	/

Tableau III.4 : Calcul des sollicitations.

III.3.1.1.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_e = 400 \text{MPa} , \sigma_s = 348 \text{MPa} , \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 100 \text{cm} , d = 13, \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

✚ **Condition de non fragilité :** (art A.4.2, 1. BAEL91)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 b d f_{t28})/f_e , f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

✚ **Vérification de l'espacement des barres :**

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

$$S_t = \min(0,9 \times 13,5 \text{cm}; 40) = 12,15 \text{ cm}$$

✚ **Armatures de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	A	B	A_{Calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix (ml)	S_t (cm)	choix	A_r (cm ²)
Travée	23,39	0,0907	0,119	0,9523	5,25	1,63	5,65	5HA12	20	3HA8	1.41
Appuis	8,22	0,032	0,0341	0,9837	1,79	1,63	2.01	4HA8	25	3HA8	0.50

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

III.4.2.1.1.c. Vérification à 'ELS :

✚ Vérification des contraintes :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, A_s = 5,65 \frac{cm^2}{ml} ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 84.75Y - 1144.12 = 0$$

$$\Delta = 236006.56 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 485.80$$

$$Y = 4.01cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 9781.967 cm^4$$

$$M_{ser} = 16,79 KN \cdot \frac{m}{ml}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,88 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 MPa$$

$$6,88 < 15 \dots \dots cv$$

✚ Vérification de l'effort tranchant :

✚ La contrainte tangentielle: (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{25,71 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,0190MPa$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc:

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,0190 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots cv$$

II.4.2.1.1.d. Schéma de ferrailage :

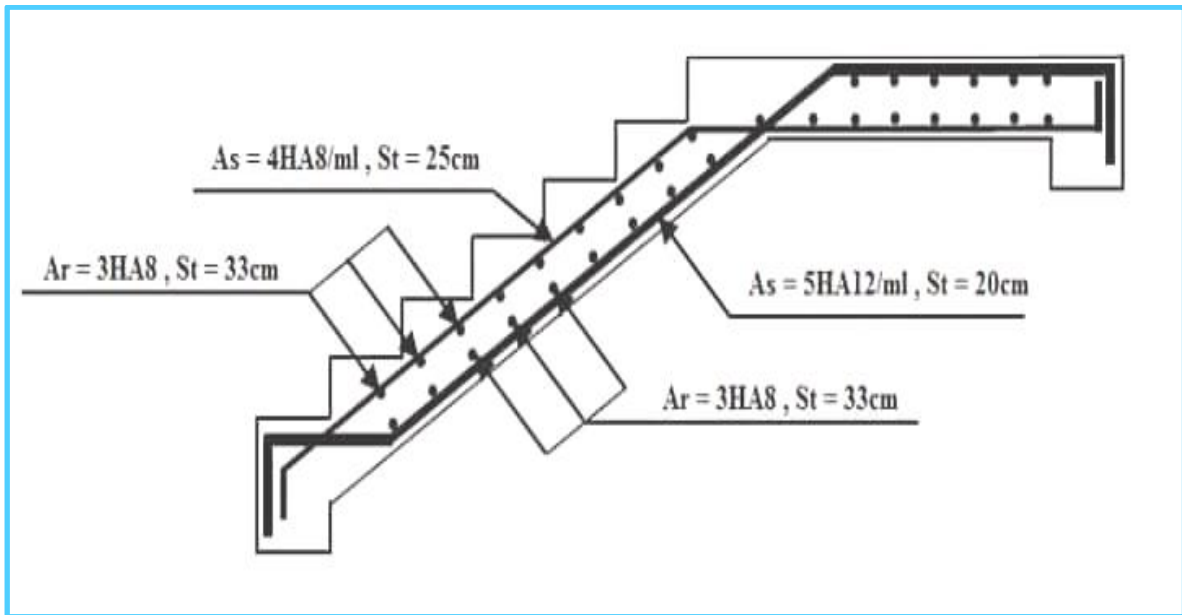


Figure. III.12 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 01 du volée 01.

III.4.3.type 2 : RDC

volée1 = volée2 = 2.70m

Palier = 1.12m

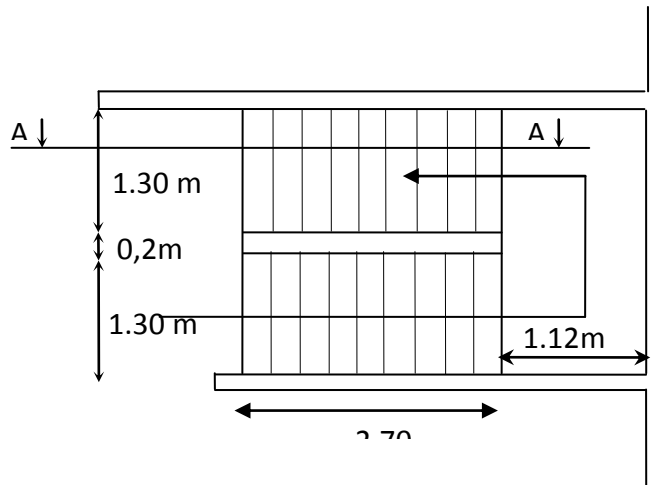


Figure III.13 : Schéma de l'escalier.

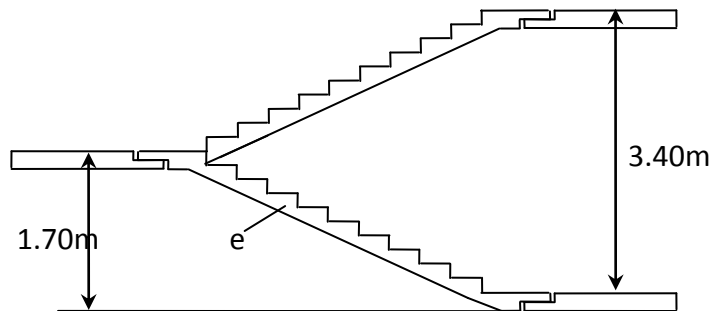


Figure III.14 : Schéma statique de volée 01- type02-

III.4.3.1.1.calcul des sollicitations:

III.4.3.1.1.a. Combinaison des charges:

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	6,75	2,50	12,86	9,25
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.6: Les différentes descentes des charges.

La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2)}{(L_1 + L_2)}$$

q_1 : la charge du paillasse

q_2 : la charge dupalier

à -L'ELU:

$$q_{\text{équ}} = \frac{(12,86 \times 2,7 + 10,32 \times 1,12)}{(2,7 + 1,12)} = 12,11 \text{KN/ml}$$

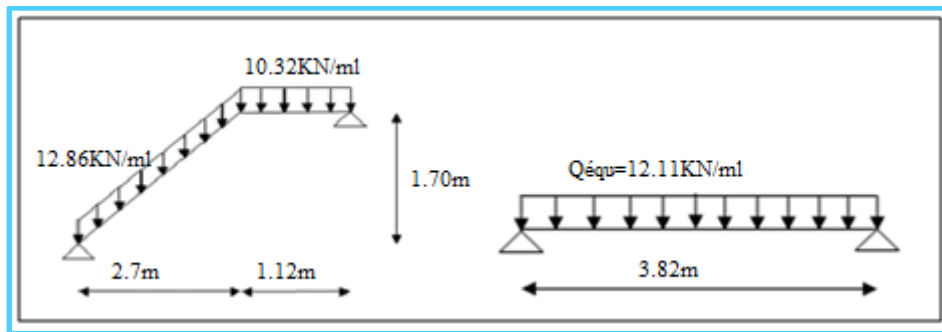


Figure III.15 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU- type 02-

à -L'ELS:

$$q_{\text{éqser}} = \frac{(9,25 \times 2,7 + 7,37 \times 1,12)}{(2,7 + 1,12)} = 8,69 \text{KN/ml}$$

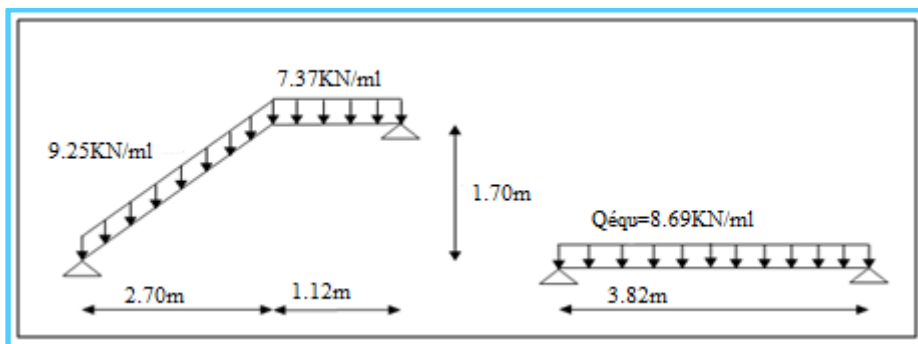


Figure III.16 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS- type 02-

✚ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{12,11 \times 3,82^2}{8} = 22,08 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{12,11 \times 3,82}{2} = 23,13 \text{KN/ml}$$

à -L'ELS:

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{8,69 \times 3,82^2}{8} = 15.85 KN.m/ml$$

✚ Calcul des Moments fléchissant :

✚ Sur appuis:

à -L'ELU:

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 22.08 = 6.62 KN.m/ml$$

à -L'ELS:

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 15.85 = 4.75 KN.m/ml$$

✚ En travée:

à -L'ELU:

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 23.13 = 19.66 KN.m/ml$$

à -L'ELS:

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 15.85 = 13.47 KN.m/ml$$

	M_0 (KNm)	M_t (KNm)	M_a (KNm)	V_u (KNm)
E.L.U	22.08	19.66	6.62	23.13
E.L.S	15.85	14.47	4.75	/

Tableau III.7 : Calcul des sollicitations.

III.4.3.1.1.b. Calcul du ferrailage : Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_e = 400 MPa , \sigma_s = 348 MPa , \bar{\sigma}_b = 14,2 MPa$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 100 cm , d = 13 cm$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

✚ **Condition de non fragilité :** (art A.4.2, 1. BAEL91)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

✚ **Vérification de l'espacement des barres :**

$$S_t = \min (0,9d, 40cm)$$

$$S_t = \min(0,9 \times 13 ; 40cm) = 11.70cm$$

✚ **Armatures de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	α	β	A_{Calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix (ml)	S_t (cm) A_r (cm^2)	choix	A_r (cm^2)
Travée	19.66	0.0759	0.097	0.9612	4,35	1,63	4.52	4HA12	25	3HA10	1.13
Appuis	6.62	0.025	0,031	0,9876	1,42	1.63	2.01	4HA8	25	3HA8	0.50

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

III.4.3.1.1.c. Vérification à 'ELS :

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

-Position de l'axe neutre :

$$A'_s = 0, A_s = 4.52 \frac{cm^2}{ml} \quad ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50Y^2 + 67.8Y - 915.3 = 0$$

$$\Delta = 187656.84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 433.193$$

$$Y = 3.65cm$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 8199.023 cm^4$$

$$M_{ser} = 14.47 \text{ KN} \cdot \frac{m}{ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}. \quad \sigma_{bc} = 6.44 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}. \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

$$6.44 < 15 \dots \dots cv$$

✚ Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangentielle: (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}. \quad \tau_u = \frac{23.13 \times 10^3}{10^3 \times 1350}. \quad \tau_u = 0,017 \text{ MPa}.$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc:

(BAEL91 artA.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \right) \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

III.4.3.1.1.d. Schéma de ferrailage :

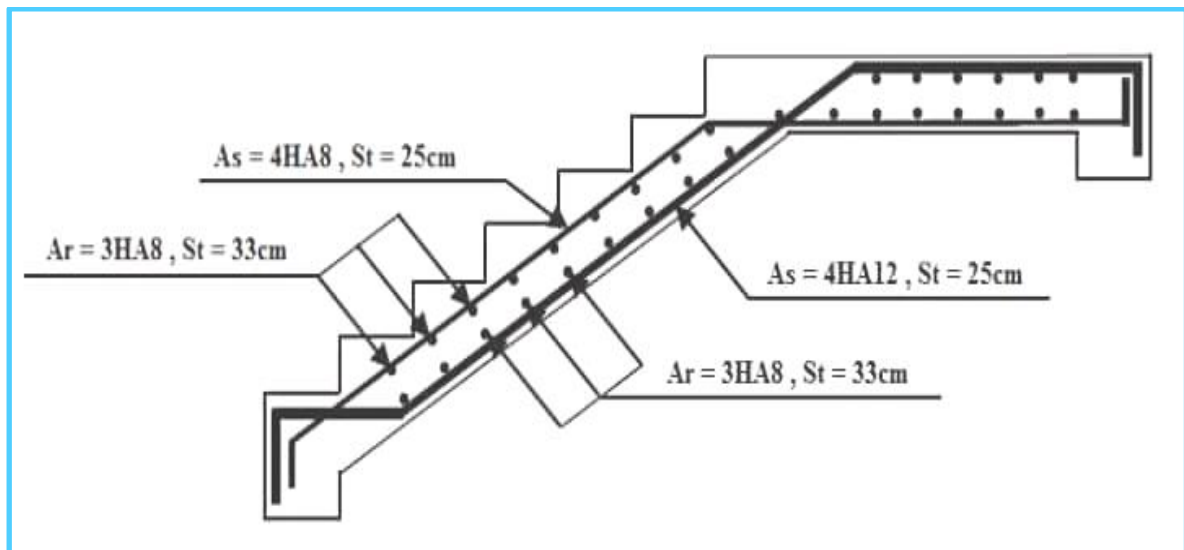


Figure. III.17 : schéma de ferrailage d'escalier RDC type 02 du volée 01.

III.4.4.Type 3 : étage courant

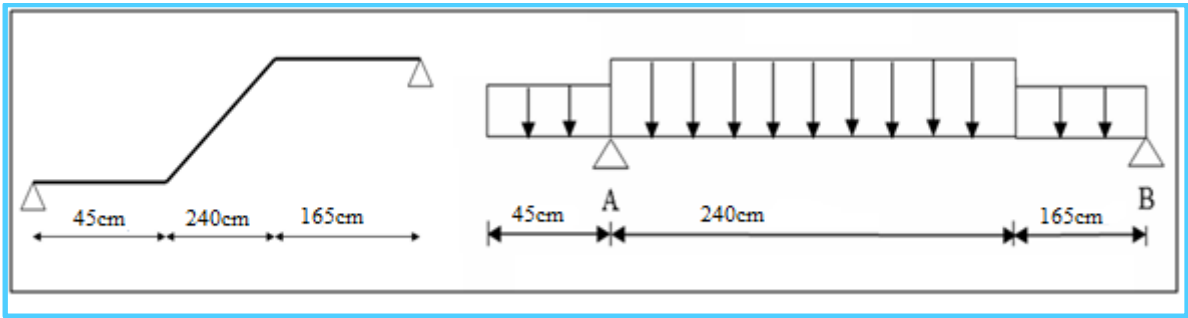


Figure III.18: Schéma statique de volée 02 type01.

III.4.4.1.a. calcul des sollicitations :

➤ Combinaison des charges:

	G(KN)	Q(KN)	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_{ser} = G + Q$
Paillasse	6,75	2,50	12,86	9,25
Palier	4,87	2,50	10,32	7,37

Tableau III.9 : Les différentes descentes des charges.

➤ La charge équivalente :

$$q_{\text{éq}} = \frac{(q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3)}{(L_1 + L_2 + L_3)}$$

q_2 : la charge du paillasse

q_1, q_3 : la charge du palier

✓ à - L'ELU:

$$q_{\text{éq}_u} = \frac{(10,32 \times 0,45 + 12,86 \times 2,4 + 10,32 \times 1,65)}{(0,45 + 2,4 + 1,65)}$$

$$q_{\text{éq}_u} = 11,67 \text{ kn/ml}$$

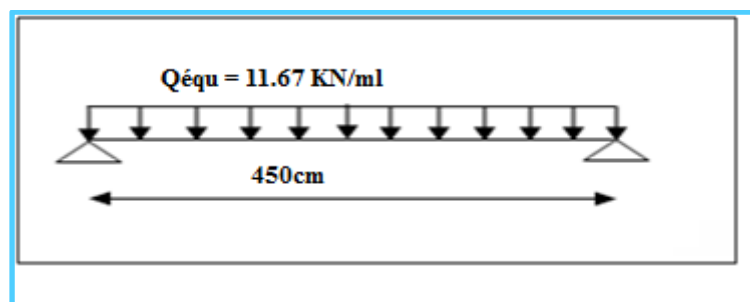


Figure III.19 : Schéma statique des charges équivalentes à ELU de type02.

✓ à -L'ELS:

$$q_{\acute{e}q_{ser}} = \frac{(7,37 \times 0,45 + 9,25 \times 2,40 + 7,37 \times 1,65)}{(0,45 + 2,40 + 1,65)}$$

$$q_{\acute{e}q_{ser}} = 8,37 \text{kn/ml}$$

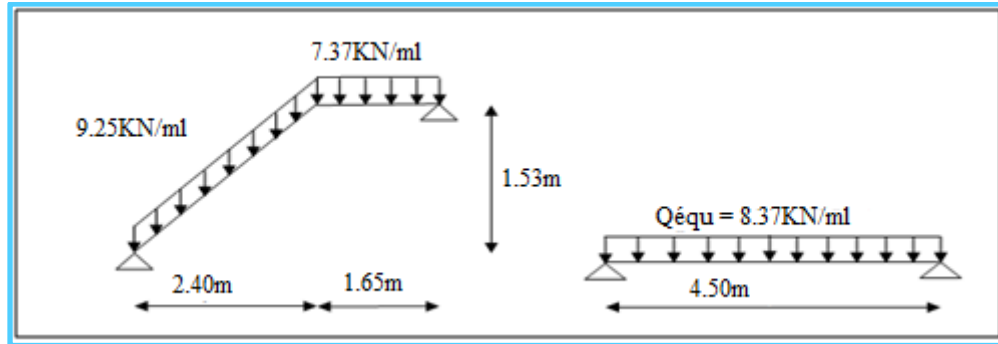


Figure III.20 : Schéma statique des charges équivalentes à ELS de type 02.

➤ Calcul des Moments :

Calcul des moments isostatiques : on prend une bande de 1m.

✓ à -L'ELU:

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{11,67 \times 4,50^2}{8} = 29,53 \text{KN.m/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

$$V_u = \frac{11,67 \times 4,50}{2} = 26,25 \text{KN}$$

✓ à -L'ELS :

$$M_0 = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{8,37 \times 4,5^2}{8} = 21,18 \text{KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des Moments fléchissant :**

✚ **Sur appuis :**

✓ **à -L'ELU:**

$$M_{a_u} = 0,3 \times M_0$$

$$M_{a_u} = 0,3 \times 29.53 = 8.85 \text{KN.m/ml}$$

✓ **à -L'ELS:**

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times M_0$$

$$M_{a_{ser}} = 0,3 \times 21.18 = 6,35 \text{KN.m/ml}$$

✚ **En travée:**

✓ **à -L'ELU:**

$$M_{t_u} = 0,85 \times M_0$$

$$M_{t_u} = 0,85 \times 29.53 = 25.10 \text{KN.m/ml}$$

✓ **à -L'ELS:**

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times M_0$$

$$M_{t_{ser}} = 0,85 \times 21.18 = 18.00 \text{KN.m/m}$$

	M_0 (KNm)	M_t (KNm)	M_a (KNm)	V_u (KNm)
E.L.U	29.53	25.10	8.85	26.25
E.L.S	21.18	18.00	6.35	/

Tableau III.10 : Calcul des sollicitations.

➤ **Calcul du ferrailage :** Le calcul se fait à la flexion simple.

à -l'ELU :

$$f_e = 400 \text{MPa} , \sigma_s = 348 \text{MPa} , \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu_l = 0,392 , \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \text{avec: } \mu = \frac{M^u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) , \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu})/0,8$$

$$b = 1 \text{m} , d = 1,35 \text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0.23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

➤ Vérification de l'espacement des barres :

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

$$S_t = \min(0,9 \times 12; 40 \text{ cm}) = 10,8\text{cm}$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

	M_u (KNm)	μ	α	β	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix (ml)	S_t (cm) A_r (cm^2)	choix	S_t (cm)
Travée	25.10	0.0969	0.127	0.948	5.53	1,45	5.65	5HA12	20	3HA8	1.14
Appuis	8.85	0.0341	0.043	0,982	1.91	1,45	2,36	3HA10	33.33	3HA8	0.5

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

III.4.4.1.b. Vérification à 'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}bY^2 + \eta A'_s(Y - c') - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$A'_s = 0, \quad A_s = 5.65 \frac{cm^2}{ml} \quad ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2}bY^2 - \eta A_s(d - Y) = 0$$

$$50bY^2 + 84.7Y - 1144.12 = 0$$

$$\Delta = 235998.09$$

$$\sqrt{\Delta} = 485.79$$

$$Y = 4,01\text{cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}bY^3 + 15A_s(d - Y)^2$$

$$I = 7766.260cm^4$$

$$M_{ser} = 18.00 KN \cdot \frac{m}{ml}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}Y}{I} \quad \sigma_{bc} = 9.29 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \sigma_{bc} = 15 MPa$$

$$8,61 < 15 \dots \dots cv$$

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

-La contrainte tangente : (art A.5.1, 1. BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{26,25 \times 10^3}{10^3 \times 1350} = 0,019MPa$$

-Les armatures d'âme sont droites et les fissurations préjudiciable, donc :(artA.5.1, 211. BAEL91)

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right) MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\right) MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u = 0,019MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots cv$$

III.4.4.1.c. Schéma de ferrailage :

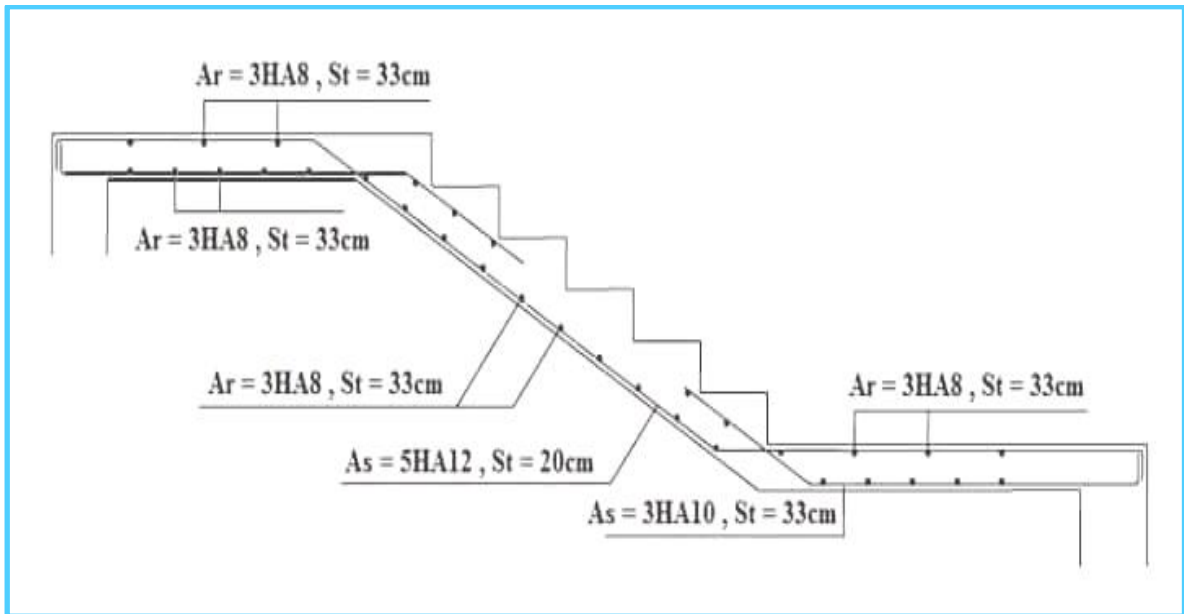


Figure. III.21 : schéma de ferrailage d'escalier étage courant type 03 du volée 01.

III.5 Poutre palière :

Un type de la poutre palière dans ce projet (30*30) :

III.5.1.Evaluations des charges:

La poutre de palier est placée noyée à l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre

- Poids propre de la poutre $G : 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN} / \text{ml}$
- Poids de mur extérieur $G : 2.76 \text{KN/ml}$
- Réaction de palier $G : 4.87 \text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $2,5 \text{KN/ml}$

* $G_T = 9.88 \text{KN/ml}$

* $= 2,5 \times 2.8 = 07 \text{KN/ml}$

➤ **Pondérations des charges:**

✓ -à -ELU:

$$Q_u = 1,35G_T + 1,5Q_T$$

$$Q_u = 23.83 \text{KN/ml}$$

✓ -à -ELS:

$$Q_s = G_T + Q_T$$

$$Q_s = 16.88 \text{ KN/ml}$$

-calcul des moments: moment statique maximal

✓ **-à -ELU:**

$$M_{u0} = \frac{Q_u L^2}{8}$$

$$M_{u0} = \frac{23.83 \times 2.8^2}{8} = 23.35 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **-à -ELS :**

$$M_{s0} = \frac{Q_s L^2}{8}$$

$$M_{s0} = \frac{16.88 \times 2.8^2}{8} = 16.54 \text{ KN.m/ml}$$

-Répartitions des moments:

-Moment en travée:

$$M_t = 0,85M_0$$

✓ **à -ELU :**

$$M_{tu} = 19.84 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **à -ELS :**

$$M_{tser} = 14.05 \text{ KN.m/ml}$$

-Moment sur appui :

$$M_a = 0,3M_0$$

✓ **à -ELU**

$$M_{au} = 7 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **à -ELS**

$$M_{aser} = 4.96 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

$$V_A = -V_B = \frac{qL}{2}$$

$$V_A = -V_B = \frac{23.83 \times 2.8}{2} = 33.36 \text{KN/ml}$$

III.5.2.Ferraillage de la poutre palière:

✚ **En travée :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$u_u = \frac{19.48 \times 10^{-3}}{0,3(0,27)^2 14,2} = 0,0638$$

$$u_u = 0,000638 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u})$$

$$\alpha = 0,081$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 26.12 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{19.84 \times 10^3}{270 \times 348} = 2.14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e, \quad f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$$

$$A_{min} = (0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1)/400 = 0.97 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$1.51 > 1,30 \dots \dots cv$$

✚ **Sur appui :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$u_u = \frac{7 \times 10^{-3}}{0,3(0,27)^2 14,2} = 0.022$$

$$u_u = 0,022 < 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_u})$$

$$\alpha = 0,0281$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 26.69cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{7 \times 10^3}{26.66 \times 348} = 0.75cm^2/ml$$

On adopte: $A_s = 3HA10 = 2.35cm^2/ml$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{au} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = (0,23 bd f_{t28})/f_e \quad , \quad f_{t28} = 2,1Mpa$$

$$A_{min} = (0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1)/400 = 0.97cm^2/ml$$

$$1.51 > 0.97 \dots \dots cv$$

III.5.3.Vérification à l'ELS :

a)En travée :

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2}y^2 - 15 \times 3.39(27 - y) = 0$$

$$15y^2 + 50.85y - 1372.95 = 0$$

$$\Delta = 82427.85 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 287.10 \text{ danc: } y = 7.87cm$$

-Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{30}{3}7.87^3 + 15 (3.39)(27 - 7.87)^2$$

$$I = 23483.33$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-Contrainte maximale de compression de béton :

$$I = 23483.33$$

$$M_{ser} = 14.05 \text{ KN.m/ml}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$4.70 < 15 \dots \dots cv$$

-Contrainte maximale de traction des aciers:

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{14.05 \times 10^3}{23483.33} \right) (27 - 7.87)$$

$$\sigma_s = 171.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

-sur appui :

➤ **Vérification des contraintes :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A (d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 2.35 (27 - y) = 0$$

$$15y^2 + 35.25y - 915.75 = 0$$

$$\Delta = 516187.562 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 237.04 \text{ danc: } y = 2.02 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{30}{3} 2.02^3 + 15 (2.02)(27 - 2.02)^2$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$I = 18989.63\text{cm}^4$$

$$M_{ser} = 4.96\text{KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.54\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$0.54 < 15 \dots \dots cv$$

-Contraintes maximale de traction des aciers:

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{4.96 \times 10^3}{18989.63} \right) (27 - 2.02)$$

$$\sigma_s = 97.86 < \bar{\sigma}_s = 201,6\text{MPa} \dots \dots cv$$

➤ **Vérification de la flèche**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.107 > 0,062 \dots \dots cv;$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2bd}{f_e} \Rightarrow 2.90 < 8.505 \dots \dots cv;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{280} = 1.71 > 0,083 \dots \dots cv.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul de la poutre palière à la torsion :**

$$* \tau_t = \frac{M_{t,max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{avec: } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

–Le couple de torsion est: $C = V_u \times 0,1 = 33.36 \times 0,1 = 3.336\text{KN}$

–Le moment de torsion est: $M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 3.336 \frac{2.8}{2} = 4.670\text{KN.m}$

$$\tau_t = \frac{4.67 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0,30} = 0.124\text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{33.36 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} \Rightarrow \tau_u = 0.41\text{MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = (0.41)^2 + (0.124)^2 = 0.183\text{MPa} < \bar{\tau}_u^2 = (2,5)^2 = 6,25$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

Périmètre: $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 100\text{cm}$

$$A_l = \frac{120 \times 4.67 \times 10^5}{2 \times 625 \times 348} = 1.28\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4HA8** $\Rightarrow A_{\text{adoption}} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

Tenant compte des aciers de flexion: $A_T = A_t + A_s$

➤ **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{4.67 \times 10^3}{2 \times 348 \times 625} = 0.0107$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{A_t}{S_t} \right) v + \left(\frac{A_t}{S_t} \right) s \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left(\frac{2.01}{15} \right) + (0.0107) = 0.1447 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de 15cm

Donc : on prend $4\text{ HA } 8$ avec : $A_t = 2.01\text{ cm}^2$

	Flexion (cm^2)	Torsion (cm^2)	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Travée	2.14	1.28	3HA12=3.39
Appui	0.75	1.28	3HA10=2.36

Tableau III.12 : Armature longitudinale adopte.

III.5.4. Schéma de ferrailage :

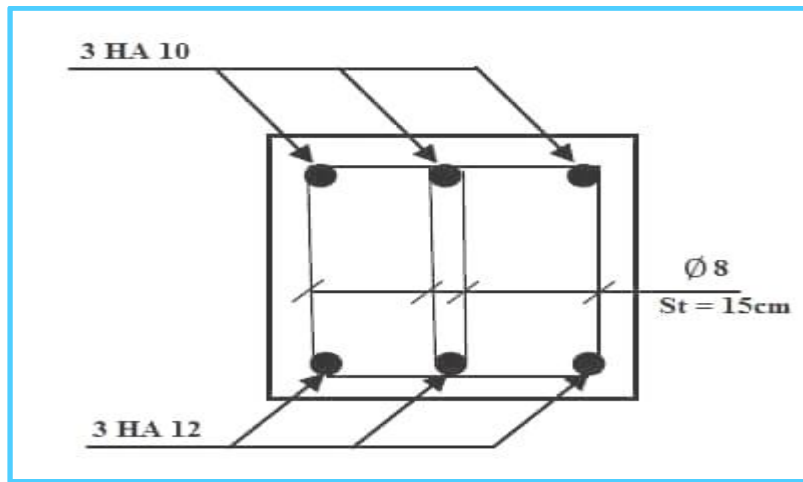


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de poutre palière.

III.6. Étude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimitée par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- ✚ **Cabine** : (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- ✚ **Treuil** : Une poulie de traction est actionnée par un moto- réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contrepoids.
- ✚ **Le contrepoids** :

La cabine et le contrepoids sont aux extrémités du câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie de treuil.

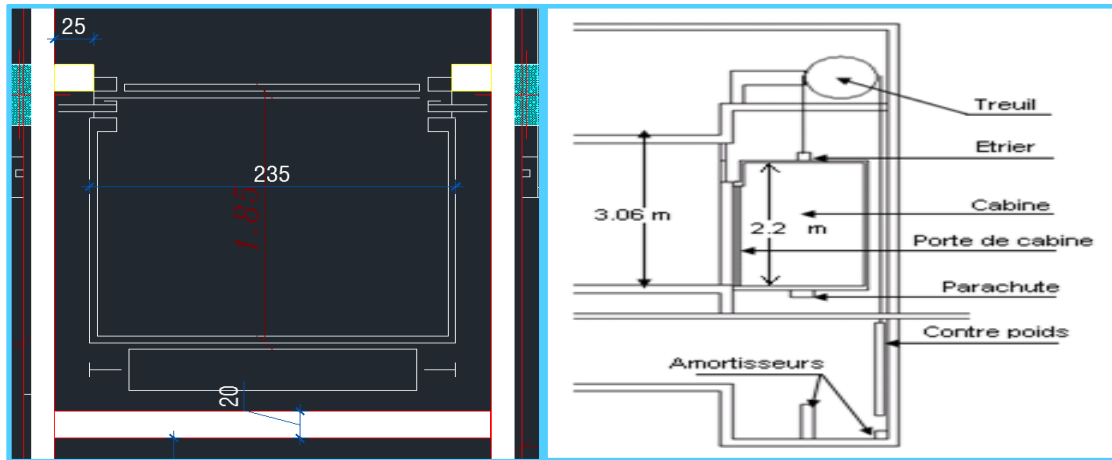


Figure III-23 : Schéma d'un ascenseur Mécanique.

III.6.1 Charge de l'ascenseur :

L'ascenseur est destiné principalement au transport de personnes, donc il est de classe I d'après la norme NF P82 – 208, La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1.54 m².

- P_M : poids morts (la masse de la cabine + treuil + accessoires + câble d'acier).
- P_P : la masse du contre poids et telle que : $P_P = P_M + \frac{Q}{2}$

III.6.1.1 Calcul des masses :

A. Le poids mort :

- **Surface latérale :**

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,10 m.
- Profondeur = 1,40 m.
- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,4 + 1,1) \times 2,25 = 8,775 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 1,15 \times 8,775 \times 1,1 \rightarrow P_1 = 11.1 \text{ KN}$$

B. Plancher :

$$S = 1,1 \times 1,4 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 1,54 \rightarrow P_2 = 1,694 \text{ KN}$$

- **Toit :**

$$P_3 = S \times 0,2 = 1,54 \times 0,2 \rightarrow P_3 = 0,308 \text{ KN}$$

- **Arcade :**

$$P_4 = (0,4 + 0,8) \times 1,1 \rightarrow P_4 = 1,32 \text{ kN}$$

- **Parachute :**

$$P_5 = 0,40 \text{ kN} \rightarrow P_5 = 0,40 \text{ kN}$$

- **Accessoire :**

$$P_6 = 0,80 \text{ kN} \rightarrow P_6 = 0,80 \text{ kN}$$

- **Poulier de mouflage :**

$$P_7 = 0,6 \text{ kN} \rightarrow P_7 = 0,6 \text{ kN}$$

- **Porte de cabine :**

$$P_8 = 0,8 + 0,25 \times 0,7 \times 2,00 \rightarrow P_8 = 1,47 \text{ KN}$$

On a: $P_M = \sum P_i \rightarrow P_M = 17,692 \text{ KN}$

➤ **Charge nominale :** $Q = 6,30 \text{ KN}$

➤ **La masse du contre poids :** $P_P = P_M + \frac{Q}{2} \Rightarrow P_P = 17,692 + \frac{6,3}{2} = 20,842 \text{ KN}$

III.5.1.2 Descente de charges :

Charge nominale : $Q = 6,3 \text{ kN}$

Charge permanent :

- Poids mort : 17,692 kN

- Masse de câble : 0,060 kN

- Masse de contre poids : 20,842 kN

- Treuil en haut + moteur : 0,2 kN

$$G = 39,60 \text{ KN.}$$

Donc : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow Q_u = 62,91 \text{ KN.}$

III.6.2. Vérification de la dalle de poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur peut avoir un risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur, le poids de l'ascenseur est de (34,549 kn), lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis prend le quart du poids donc : $Q_u = 62.91/4 = 15.72 \text{ KN}$.

✚ D'après le BAEL91 Article (A.5.2.4.2),

la condition de non-poinçonnement est vérifiée est :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge à l'ELU,

h : L'épaisseur total de la dalle,

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

($h = 20 \text{ cm}$, $a = 10 \text{ cm}$, $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\alpha = 45^\circ$)

$$U_c = 4 \left(a + \frac{h}{2} \right) = 4 \left(10 + \frac{20}{2} \right) = 120 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \text{ kN}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement.

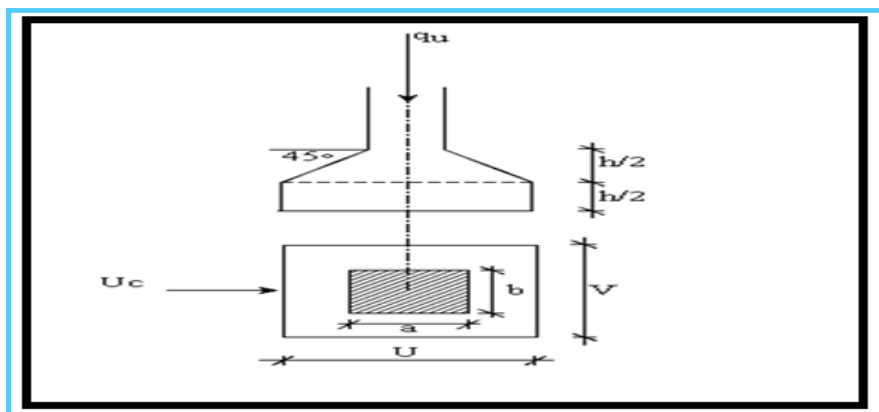


Figure III-24: Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

III.6.3. Évaluation des moments :

III.6.3. 1. Les moments dus à la charge concentrée :

On admet qu'une force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur un air ($S = U \times V$), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à L_x et V à L_y .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaques de **Pigeaud**, qui permettent de placer les charges au centre de la dalle.

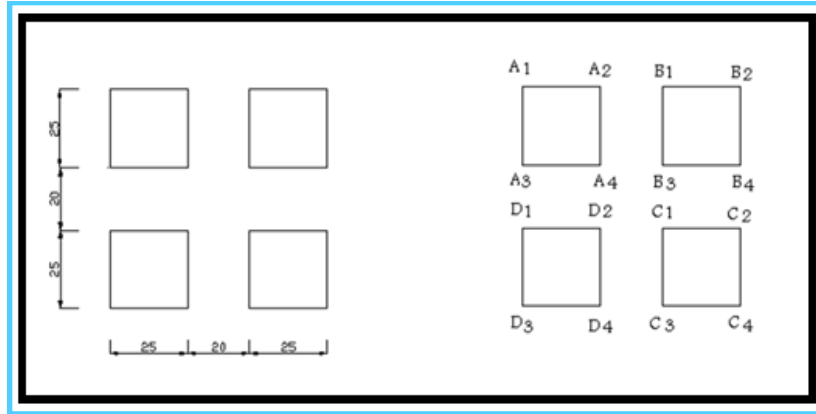


Figure III-25: Schéma de représentation des charges.

- A l'aide du schéma précédent et la valeur de $\rho = L_x / L_y = 1,85 / 2,35 = 0,7$ on détermine les moments M_1 et M_2 des tableaux de **PIGEUD** (M_1 et M_2 sans unité).

$$v = y_0 + 2h_1 + h_t \quad u = x_0 + 2h_1 + h_t$$

1) Effet de **A₁ B₂ C₄ D₃**: $\frac{V}{L_y} = \frac{0,7}{2,35} = 0,29$; $\frac{U}{L_x} = \frac{0,7}{1,85} = 0,37$

D'où : $M_1 = 0,27$; $M_2 = 0,121$

2) Effet de **A₂ B₁ C₃ D₄**: $\frac{V}{L_y} = \frac{0,7}{2,35} = 0,29$; $\frac{U}{L_x} = \frac{0,2}{1,85} = 0,108$

D'où : $M_1 = 0,035$; $M_2 = 0,151$

3) Effet de **A₃ B₄ C₂ D₁**: $\frac{V}{L_y} = \frac{0,2}{2,35} = 0,08$; $\frac{U}{L_x} = \frac{0,7}{1,85} = 0,37$

D'où : $M_1 = 0,0864$; $M_2 = 0,146$

4) Effet de **A₄ B₃ C₁ D₂**: $\frac{V}{L_y} = \frac{0,2}{2,35} = 0,08$; $\frac{U}{L_x} = \frac{0,2}{1,85} = 0,108$

D'où : $M_1=0.105$; $M_2=0.211$

Les moments suivant les directions x et y sont :

$$M_x = P (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v M_1) ; \text{ avec : } v = 0.$$

On aura :

$$M_x = P M_1 \text{ et } M_y = P M_2$$

$$P = P'.S \quad S=0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P' = \frac{P}{S} = \frac{15.72}{0.0625} = 251.52 \text{ KN/m}^2$$

État de Charge	U / L _x	V / L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'xS (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
1	0,37	0,29	0,27	0,121	0,89	223,85	27.08	60.43
2	0,108	0,29	0,035	0,151	0,25	62,88	9.49	2.20
3	0,37	0,008	0,086	0,146	0.25	62,88	9.18	5.40
4	0,108	0,008	0,105	0,211	0,07	17,606	3.71	1.84

Tableau III-13: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELU.

$$M_{x1} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 49.46$$

$$M_{y1} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 69.87$$

III.5.3.2. Les moments dus aux charges réparties :

$$\text{Largeur : } L_x = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{Longueur : } L_y = 2.35 \text{ m}$$

$$G = 0,2 \times 25 = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 0,78 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05$$

$$\mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1,411 \dots kn.m \\ M_y = 0,983 \dots kn.m \end{array} \right.$$

D'où les moments totaux appliqués sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xT} = M_{1x} + M_x = 50.87 \dots kn.m \\ M_{yT} = M_{1y} + M_y = 70.85 \dots kn.m \end{array} \right.$$

La dalle est considérée comme totalement encastree (appuyée sur les voiles). On a :

$$\begin{aligned} M_{xt} &= 0,75 M_{xT} = 38.15 \dots kn.m \\ M_{yt} &= 0,75 M_{yT} = 53.13 \dots kn.m \\ M_{ax} &= M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 25.43 \dots kn.m \end{aligned}$$

III.6.4 Ferrailage :

Le ferrailage de fait en flexion simple (E.L.U) pour une bonde de 1m de largeur. On aura : Le même ferrailage dans les deux directions.

- ✓ En travée : $A_{tu} = 2,02 \text{ cm}^2$.
- ✓ En appuis : $A_{au} = 0,75 \text{ cm}^2$.

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_u = 2,02 \text{ cm}^2$.

Les armatures choisies sont : $A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml}$ (St = 20 cm).

$A_a = 5\text{HA}10 / \text{ml}$ (St = 20 cm).

III.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

L'effort tranchant pour valeur :

$$T = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{8,25 \times 1,85 \times 2,35}{2 \times 2,35 + 1,85} = 5,47 \dots kn$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{5,47 \times 10^3}{1000 \times 1700} = 0,00322 \dots \text{MPa} < 3,33 \dots \text{MPa}$$

III.6.4.2 Vérification à L'ELS :

III.6.4.2.1- Vérification de la flèche : d'après le BAEL91 (art. B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{25}{160} = 0,156 \geq \frac{0,85M_x}{20M_x} = 0,0425 \dots \text{vérifier.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{7,85}{100 \times 17} = 0,0046 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{vérifier.}$$

III.6.4.2.2- Moments dus aux charges concentrées :

$$Q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = \frac{19,585}{4} = 4,9 \text{ kN}$$

$$P'_{ser} = \frac{Q_s}{S} = \frac{4,9}{0,0625} = 78,4 \text{ kN}$$

État de Charge	U / L _x	V / L _y	M ₁	M ₂	S (m ²)	P=P'xS (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)
1	0,37	0,29	0,27	0,121	0,89	38.41	4.64	10.37
2	0,108	0,29	0,35	0,151	0,25	10.97	1.65	3.83
3	0,37	0,008	0,086	0,146	0,25	10.97	1.60	0.94
4	0,108	0,008	0,105	0,211	0,07	3.14	0.66	0.32

Tableau III-14: Résultats des moments M_x et M_y à L'ELS.

$$M_{x1} = M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4} = 15.46 \text{ KN.m}$$

III.6.4.2.3-. Moments dus aux charges réparties :

$$G_{dalle} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dalle} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 0,85 \rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens :

$$\mu_x = 0,05 \quad , \quad \mu_y = 0,697$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q l^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{array} \right\} \dots \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1,02 \dots kn.m \\ M_y = 0,70 \dots kn.m \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_{xT} = M_{1x} + M_x = 7,97 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{yT} = M_{1y} + M_y = 16,17 \text{KN.m}$$

✚ Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{xT} = 6,02 \text{kn.m} \\ M_{ty} = 0,75 M_{yT} = 12,08 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

✚ Moment sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{xT} = 4,00 \text{kn.m}$$

Justification à l'ELS :

1- Calcul de la position de l'axe neutre : (A'=0)

$$\frac{b y_1^2}{2} - n A (d - y_1) = 0 \dots \dots \dots y_1 = 5,26 \text{cm}$$

$$A'_s = 0 \quad ; \quad A_s = 3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad ; \quad \eta = 15$$

$$\frac{1}{2} b Y^2 - \eta A_s (d - Y) = 0$$

$$50 Y^2 + 58,95 Y - 1002,15 = 0$$

$$\Delta = 203905,102 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 451,558$$

$$Y = 3,90 \text{cm}$$

2- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b Y^3 + 15 A_s (d - Y)^2$$

$$I = 12093,41 \text{ cm}^4$$

3- Vérification des contraintes :

✚ **En travée :** $M_{ser} = 6.02 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1.96...MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15...MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 97.66...MPa < \bar{\sigma}_s = f_e = 500...MPa$$

✚ **Sur appui :** $M_{ser} = 4.00 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 1,29...MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15...MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 64.89...MPa < \bar{\sigma}_s = 500...MPa$$

➔ Les armatures calculées en E.L.U conviennent.

III.6.4.3.Schéma de Ferrailage :

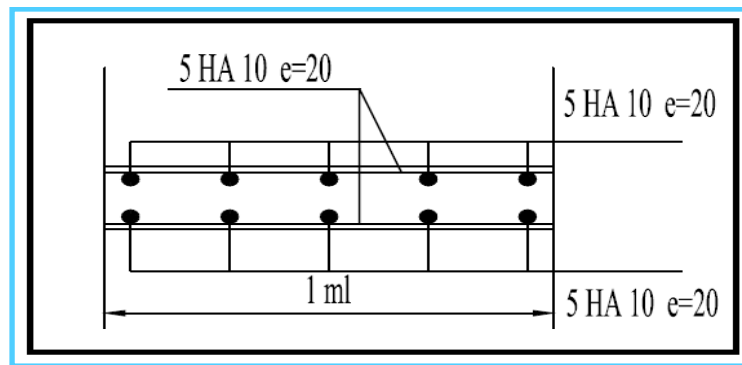


Figure III-26: Schéma de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.

III.7 Les planchers :

III.7.1 Définition et méthode de calcul :

Le plancher est un élément horizontale séparent les différents étages d'un bâtiment. Ce type de plancher est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance qui supporteront les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations, et d'une dalle de compression.

Généralement sont réalisés par :

✚ Dalles pleines ;

✚ Corps – creux.

➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.7.1.1.Méthode forfaitaire : (annexe E.1 du BAEL 91/99)

Les conditions d'application des méthodes forfaitaire : (Article .B6.2.210)

La méthode forfaitaire sert pour le calcul des sollicitations maximales (moments sur appuis et en travées) d'une poutre continue.

Cette méthode s'applique si les conditions suivantes sont satisfaites :

1. Plancher { surcharge modérée $Q \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) ;$
2. le rapport entre deux portées successives doivent satisfaire la condition ;
 $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25 ;$
3. la fissuration doit être est peu nuisible (F.P.N) (élément qui n'est pas en contact avec les intempéries);
4. les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ($I = \text{Constant}$).

On note :

→Si la première condition n'est pas vérifiée cela signifie que c'est un plancher a surcharge élevée, donc nous appliquons « la méthode de Caquot » ;

→Si la première condition est vérifiée mais la seconde, la troisième ou la quatrième condition ne sont pas vérifiées, nous appliquons « la méthode de Caquot minorée ».

III.7.1.1.2 Principe de la méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . Si on note par:

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_w; M_e$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée. (Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à :

- 0,6 M_w : Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- 0,5 M_w : Dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,4 M_w : Dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

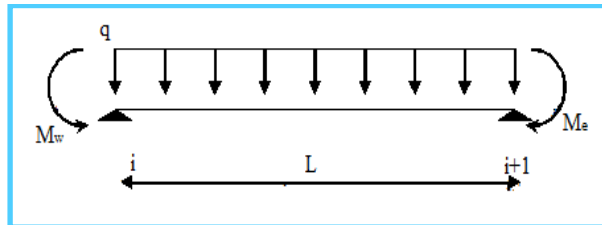


Figure III.27 : Les moments M_w et M_e .

D'après les règles de BAEL91 les valeurs de $M_w; M_e; M_e$ et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

➤ Les valeurs minimales des moments :

-Cas d'une poutre à deux travées :

$$M_{0(1-2)} = \max(M_{01}; M_{02})$$

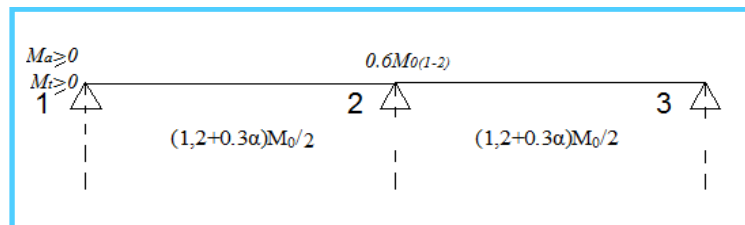


Figure III.28 : Les valeurs minimales des moments a une poutre à deux travées.

-Cas d'une poutre à plusieurs travées :

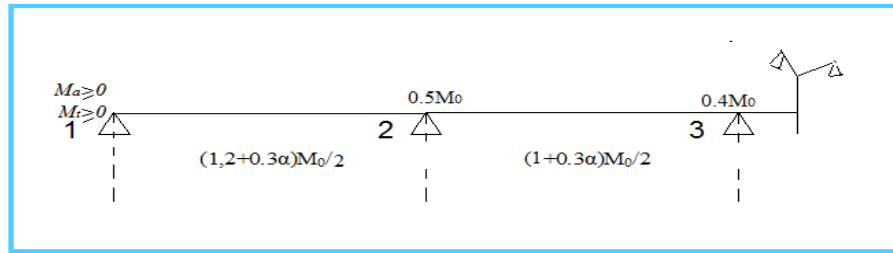


Figure III.29: Les valeurs minimales des moments a une poutre à plusieurs travées.

➤ **L'effort tranchant:**

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui droit (T_e) est donné par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} T_w = T_0 + (M_w - M_e)/L \\ T_e = -T_0 + (M_w - M_e)/L \end{cases}$$

avec $T_0 = \frac{ql}{2} \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considéré.

III.7.1.2 Méthode de Caquot :(Annexe E.2 du BAEL 91/99)

III.7.1.2.1 Condition d'application : (Article B.6.2, 220)

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

III.7.1.2.2 Principe de la méthode : (Article B.6.2, 2.2.1)

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

III.7.1.2.3 Application de la méthode :

- **Moments aux appuis :** (Article E.2.2,1)

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_t(x) = \frac{q_g \times l'3g + q_d \times l'3d}{8.5(l'3d + l'3g)}$$

$l'3g, l'3d$: Longueurs fictives à gauche et { droite de l'appui considéré ;

q_g, q_d : Chargement { gauche et { droite de l'appui considéré.

•**Moment en travée** : (Article E.2.2, 2)

$$M_t(x) = M_0(x) + MG \times \left(1 + \frac{x}{l}\right) + MD \times \frac{x}{l}$$

Avec

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

$$X = \frac{x}{l} - \frac{MG - MD}{q \times l}$$

•**Efforts tranchants** :(Article E.2.2,3)

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

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

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée ;

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée ;

l_i : Portée de la travée

III.4.1.2.4 Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée $G' = 2/3 G$.

Remarque : pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

III.7.2 Les différents types des nervures :

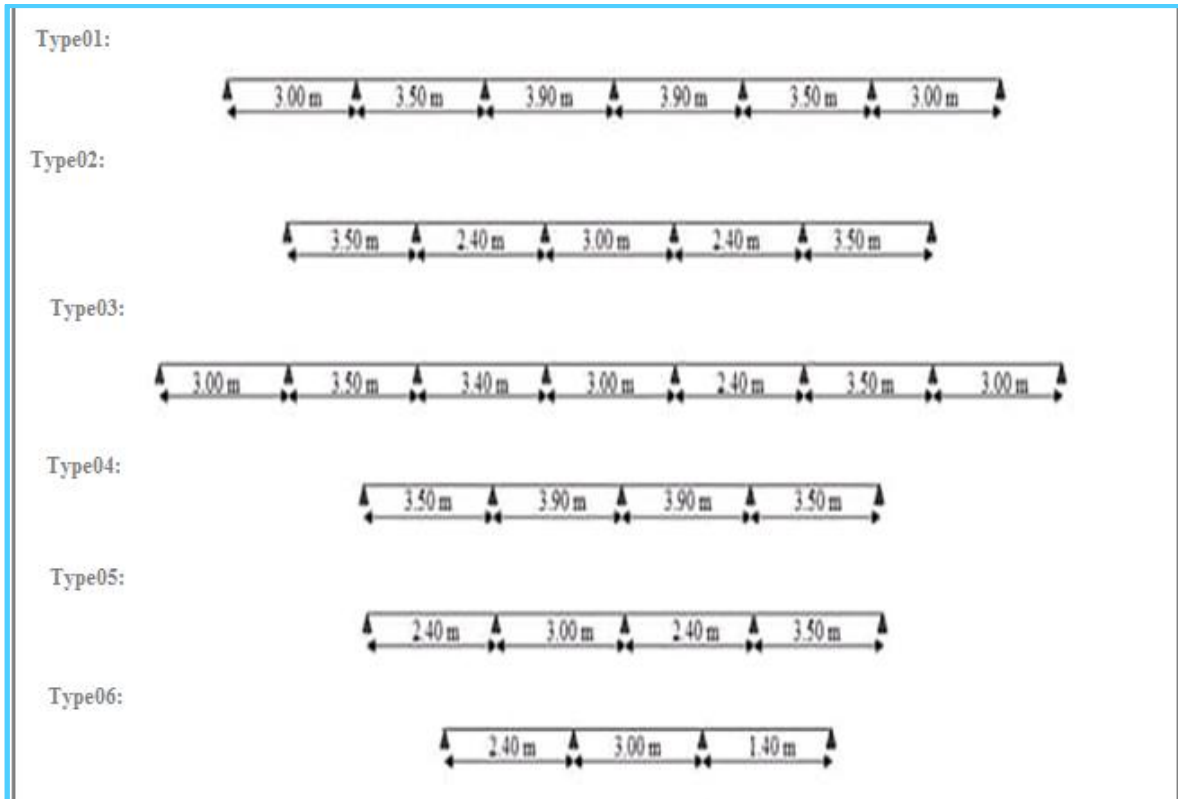


Figure III.30 : Les différents types des nervures.

ETAGES	TYPES
RDC +1 ^{er} étage	1 et 2 et 3
Etage courant	1 et 2 et 3 et 4 et 6
Niveau terrasse	1 et 2 et 3 et 4 et 5

Tableau III.15 Les différents types de poutrelles.

III.7.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

DESIGNATION	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q		ELS G + Q	
			P _u	q _u 0,65 × p _u	P _u	q _u 0,65 × p _u
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse (16+4)	6.23	1.00	9.91	6.44	7.23	4.96
Habitation	3.9	2.5	9.01	5.85	6.40	4.16
RDC	3.9	5	12.76	8.29	8.90	5.78

Tableau III.16 Les charges reprises par les poutrelles.

III.7.4 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, La natures de poutrelles :

Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot. Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Vérification	Méthode adoptée
Types 1 et 4 et 5	$Q < (2G; 5KN/m^2)$ $0,8 \leq (Li/Li+1) \leq 1,25$	Vérifiées	Méthode forfaitaire
Types 2 et 3 et 6	$(Li/Li+1) \notin [0,8 ; 1,25]$	Non vérifiées	Méthode de Caquot minorée

Tableau III.17 Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

→ Pour l'étude des poutrelles, on exposera ainsi deux (02) exemples de calcul, le premier sur la méthode forfaitaire, à savoir le type 1 du plancher (RDC) et le deuxième sera sur la méthode de Caquot minorée (type 2 du même étage).

III.7.5 Calcul des sollicitations dans la poutrelle :

III.7.5.1 Calcul des sollicitations dans la poutrelle du plancher RDC (à usage commercial)

III.7.5.1.1 type 1 du plancher RDC (à usage commercial) :

III.7.5.1.1.1 Schéma statique :

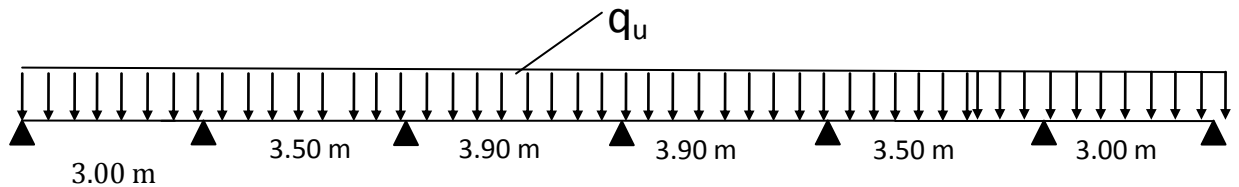


Figure III.31 : Schéma statique de la poutrelle RDC type 1.

La charge permanente $G= 3.9 KN/m^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 5 KN/m^2$

III.7.5.1.1.2 Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.56, 5)$ Condition vérifiée.

- Le rapport entre deux (02) travées successives ; $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$;

$[0.8 \leq 3.5 / 3.00 = 1.16 \leq 1.25]$Condition vérifiée.

$[0.8 \leq 3.9 / 3.50 = 1.11 \leq 1.25]$Condition vérifiée.

$[0.8 \leq 3.9 / 3.9 = 1 \leq 1.25]$Condition vérifiée.

$[0.8 \leq 3.5 / 3.9 = 0.89 \leq 1.25]$Condition vérifiée.

$[0.8 \leq 3.0 / 3.5 = 0.85 \leq 1.25]$Condition vérifiée.

- Le moment d'inertie est constant ($I=\text{cst}$)Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN).....Condition vérifiée.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, de ce fait la méthode forfaitaire est applicable.

III.7.5.1.1.3 Calcul des moments isostatiques(M0) :

Le calcul du moment isostatique est déterminé partir de l'expression suivante :

$$M_0 = \frac{QL^2}{8}$$

Avec : q= la charge transmise sous les combinaisons (états limites de service ; états limites ultime) ;

l= la longueur de la travée considérée.

➤ **Le moment statique :**

✓ **A l'ELU**

Travée AB $M_0 = \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{8.29 \cdot 3^2}{8} = 9.23 \text{KN.m}$

✓ **A l'ELS**

Travée AB $M_0 = \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{5.78 \cdot 3^2}{8} = 6.50 \text{KN.m}$

Les moments isostatiques correspondant à chaque travée sont résumés sur le tableau suivant :

Travées	Moments en travées Isostatiques (KN.m)		
	longueur (m)	ELU	ELS
AB	3.00	9.32	6.50
BC	3.5	12.69	8.85
CD	3.9	15.76	10.98
DE	3.9	15.76	10.98
EF	3.5	12.69	8.85
FG	3.00	9.32	6.50

Tableau III.18 : les moments statique RDC type 1.

✓ **ELU :**

$\Rightarrow M_0 = \max (M_{ab}, M_{bc}, M_{cd}, M_{de}, M_{ef}, M_{fg}) \Rightarrow M_0 = 15.76 \text{KN.m}$

✓ **ELS :**

$\Rightarrow M_0 = \max (M_{ab}, M_{bc}, M_{cd}, M_{de}, M_{ef}, M_{fg}) \Rightarrow M_0 = 10.98 \text{KN.m}$

III.4.5.1.1.4 Calcul des moments aux appuis :

✚ **Appuis intermédiaire :**

A l'ELU

$M_b = M_f = 0.5 M_0 \Rightarrow M_b = M_f = 0.5(15.76) = 7.88 \text{KN.m}$

$M_c = M_d = M_e = 0.4 M_0 \Rightarrow M_c = M_d = M_e = 0.4(15.76) = 6.30 \text{KN.m}$

A l'ELS

$M_b = M_f = 0.5 M_0 \Rightarrow M_b = M_f = 0.5(10.98) = 5.49 \text{KN.m}$

$M_c = M_d = M_e = 0.4 M_0 \Rightarrow M_c = M_d = M_e = 0.4(10.98) = 4.39 \text{KN.m}$

✚ Appuis de rive :

A l'ELU

$$M_a = M_g = 0.2 M_0 \Rightarrow M_b = M_f = 0.2(15.76) = 3.15 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_a = M_g = 0.2 M_0 \Rightarrow M_b = M_f = 0.2(10.98) = 2.19 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus, sont représentés comme suit :

➤ **Le moment sur appui :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Appuis	Moments aux appuis (KN.m)	
	ELU	ELS
A et G	3.15	2.19
B	7.88	5.49
C	6.30	4.39
D	6.30	4.39
E	6.30	4.39
F	7.88	5.49

Tableau III.19 : les moments aux appuis RDC type 1.

III.7.5.1.1.5 Calcul des moments en travées :

Calcule des coefficients

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \alpha = \frac{5}{3.9+5} = 0.561$$

$$1+0.3 \alpha = 1.168$$

$$1.2+0.3 \alpha = 1.368$$

$$(1+0.3 \alpha)/2 = 0.584$$

$$(1.2+0.3 \alpha)/2 = 0.684$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

✚ Travée AB

A l'ELU

$$M_t + \frac{0.2M_{ab}+0.5M_{bc}}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq 1.168M_{ab} - 0.25M_{bc} \Rightarrow M_t \geq 1.168(9.32) - 0.25(12.99) \Rightarrow M_t = 6.88\text{KN. m.}(1)$$

-Avec

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_{ab} \Rightarrow M_t \geq 0.684(9.32) \Rightarrow M_t = 6.37\text{KN. m}$$

Donc

$$M_t = \max(6.88 ; 6.37) \Rightarrow M_t = 6.88\text{KN. m}$$

A l'ELS

$$M_t + \frac{0.2M_{ab}+0.5M_{bc}}{2} \geq \max[(1 + 0,3 \alpha)M_0; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq 1.168M_{ab} - 0.25M_{bc} \Rightarrow M_t \geq 1.168(6.50) - 0.25(8.85) \Rightarrow M_t = 4.72\text{KN.}$$

m.....(1)

-Avec

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_{ab} \Rightarrow M_t \geq 0.684(6.5) \Rightarrow M_t = 4.40\text{KN. m}$$

$$\text{Donc} \quad M_t = \max(4.72 ; 4.40) \Rightarrow M_t = 4.72\text{KN. m}$$

➤ **Le moment en travée :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Travées	Moments en travées (KN.m)		
	longueur (m)	ELU	ELS
AB	3.00	6.88	4.72
BC	3.5	8.49	5.92
CD	3.9	12.10	8.43
DE	3.9	12.71	8.85
EF	3.5	9.95	6.70
FG	3.00	7.62	5.31

Tableau III.20: le moment en travée RDC type 1.

III.7.5.1.1.6 Calcul les efforts tranchants :

Travée AB

$$V_A = q_u \times L_{ab} / 2 = 8.29 \times 3/2 = 12.43 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_A = 12.43 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.10 \times (q_u \times L_{ab}) / 2 = -1.10 \times (8.29 \times 3)/2$$

$$\rightarrow V_B = -13.67 \text{ KN.}$$

Travée BC

$$V_B = -1.10 \times (q_u \times L_{bc}) / 2 = -1.10(8.29 \times 3.5/2)$$

$$\rightarrow V_B = 15.95 \text{ KN}$$

$$V_C = -q_u \times L_{bc} / 2 = -8.29 \times 3.5/2$$

$$\rightarrow V_C = -14.50 \text{ KN.}$$

Ainsi les efforts tranchants dans chaque travée sont regroupés dans le tableau suivant :

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	VA= 12.435 VB= -13.678
BC	VB= 15.958 VC= -14.507
CD	VC= 16.16 VD= -16.16
DE	VD= 16.16 VE= -16.16
EF	VE= 14.507 VF= -15.95
FG	VF= 13.67 VG= -12.43

Tableau III.21. Efforts tranchants RDC type 1.

III.7.5.1.2 type 2 du plancher RDC (à usage commercial) :

III.7.5.1.2.1 Schéma statique :

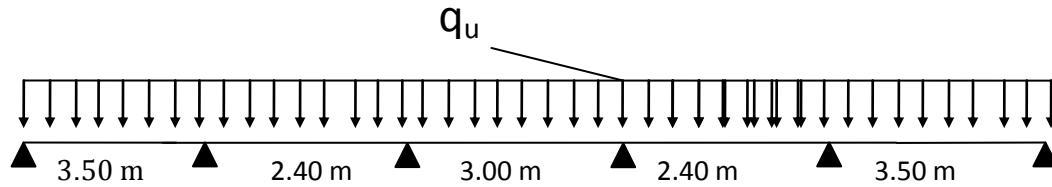


Figure III.32 : Schéma statique de la poutrelle RDC type 2.

La charge permanente $G = 3.9 \text{ KN/ m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/ m}$

III.7.5.1.2.2 Vérifications des conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- Plancher {surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$) ;

$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (11.46, 5)$ Condition vérifiée.

- Le rapport entre deux (02) travées successives ; $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$

$0.8 \leq 3.5 / 2.4 = 1.45 \leq 1.25$ Condition non vérifiée.

- Le moment d'inertie ($I=\text{cst}$) sur toutes les travées....Condition vérifiée.

- Fissuration peu nuisible (FPN).....Condition vérifiée.

⇒ la 3eme condition de la méthode forfaitaire n'étant pas vérifiée ; la méthode appliquée sera ainsi celle de Caquot minorée.

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (3.9) \Rightarrow G' = 2.6 \text{ KN/m}$$

✓ **A L'ELU**

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$P_u' = 1.35 \times (2.6) + 1.5 \times (5) \rightarrow \square P_u' = 11.01 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.65 = 11.01 \times 0.65$$

$$\Rightarrow q_u' = 7.15 \text{ KN/m}$$

✓ **A L'ELS**

$$P_s' = G' + Q \rightarrow \square P_s' = 7.6 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = p_s' \times 0.65 = 7.6 \times 0.65$$

$$\Rightarrow q_s' = 4.94 \text{ KN/m}$$

III.7.5.1.2.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les charges reprises par la poutrelle (type 2) sont résumées comme suit :

Désignation	G	Q	ELU 1,35G + 1,5Q		ELS G + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	p _u	q _u 0,65 × p _u	p _u	q _u 0,65 × p _u
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse	4.15	1.0	7.10	4.61	5.15	3.34
Habitation	2.6	2.5	7.26	4.71	5.1	3.31
RDC	2.6	5	11.01	7.15	7.6	4.94

Tableau III.22 : Les charges reprises par la poutrelle.

III.7.5.1.2.4 Calcul des moments aux appuis :

- Appuis intermédiaire :

$$M_t(x) = \frac{P_g \times L'_g{}^3 + P_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

Avec

- ✓ ELU

$$q_g, q_d = 7.15 \text{ KN/m}$$

- ✓ ELS

$$q_g, q_d = 4.94 \text{ KN/m}$$

Avec:

$$l'_d = 3.5 \text{ m}$$

$$l'_g = 2.4 \text{ m}$$

- ✓ ELU

$$M_t(x) = \frac{-7.15(3.5) + 7.15(2.4)}{8.5(3.5 + 2.4)} \Rightarrow M_t(x) = -4.14 \text{ KN/m}$$

- ✓ ELS

$$M_t(x) = \frac{-4.94(3.5) + 4.94(2.4)}{8.5(3.5 + 2.4)} \Rightarrow M_t(x) = -2.86 \text{ KN/m}$$

✚ Appuis de intermédiaire :

$$M_A = M_C = -0.15 M_0$$

$$M_0 = ql^2/8$$

ELU :

$$\Rightarrow M_0 = \max (M_{ab}, M_{bc}, M_{cd}, M_{de}, M_{ef}) \Rightarrow M_0 = 10.94 \text{KN.m}$$

ELS :

$$\Rightarrow M_0 = \max (M_{ab}, M_{bc}, M_{cd}, M_{de}, M_{ef}) \Rightarrow M_0 = 9.39 \text{KN.m}$$

✚ Appuis de rive :

ELU :

$$M_A = M_F = -0.15 M_0 \Rightarrow M_A = M_F = -1.64 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_A = M_F = -0.15 M_0 \Rightarrow M_A = M_F = -1.13 \text{KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Travées	Moments en travées		
	longueur	Moments isostatiques	
		(KN.m)	
	(m)	ELU	ELS
AB	3.5	10.94	7.56
BC	2.4	5.14	3.55
CD	3.00	8.04	5.55
DE	2.4	5.14	3.55
EF	3.5	10.94	7.56

Tableau III.23 : les moments statique RDC type 2.

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui sui :

Appuis	Moments aux appuis (KN.m)	
	ELU	ELS
A et F	-1.64	-1.13
B	-4.14	-2.86
C	2.05	1.40
D	-2.05	-1.40
E	4.14	2.86

Tableau III.24 : les moments aux appuis RDC type 2.

III.7.5.1.2.5 Calcul des moments en travées :

✚ Travée AB

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes

$$M_t(x) = M_0(x) + MG \times \left(1 + \frac{x}{l}\right) + MD \times \frac{x}{l}$$

Avec

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

$$X = \frac{x}{l} - \frac{MG - MD}{q \times l}$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura a considérées la charge permanente G

A l'ELU

Soit $q_u = 8.29 \text{ KN/m}$.

$$X = 1.89$$

$$M_0(x) = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 11.66 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

Soit $q_u = 5.78 \text{ KN/m}$.

$$X = 1.95$$

$$M_0(x) = 8.73 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 6.89 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Travée	X ₀ (m)		M ₀ (X ₀)(KN.m)		Moments en travée (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.89	1.95	13.57	8.73	11.66	6.89
BC	0.88	0.75	5.44	3.57	5.21	3.68
CD	1.66	1.26	9.22	6.30	9.71	5.97
DE	0.88	0.75	5.44	3.57	7.31	5.77
EF	1.60	1.54	12.60	8.72	14.84	11.03

Tableau III.25 : Moments en travées RDC type 2.

III.7.5.1.2.6 Calcul des efforts tranchants

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

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

Travée AB

$$V_a = 13.32\text{KN}$$

$$V_b = -15.69\text{KN}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit :

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	VA= 13.32 VB= -15.69
BC	VB= 7.36 VC= -12.52
CD	VC= 13.79 VD= -11.07
DE	VD= 7.36 VE= -12.52
EF	VE= 8.76 VF= -15.69

Tableau III.26 : Efforts tranchants RDC type 2.

III.7.5.2 Les tableaux récapitulatifs pour tous les autres types des planchers :

✓ ELU

Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
03	AB	3.00	8.04	2.05	0.00	10.37	11.75	-13.11
	BC	3.50	10.94	4.14	2.05	11.83	16.07	-12.74
	CD	2.40	5.14	2.05	4.14	5.21	7.36	-12.56
	DE	3.00	8.04	2.5	2.05	3.71	13.79	-11.07
	EF	2.40	5.14	4.14	2.05	7.31	7.36	12.56
	FG	3.50	10.94	2.05	4.14	11.83	16.07	-12.74
	GH	3.00	8.04	2.05	0.00	10.37	11.75	-13.11

Tableau .III. 27 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU types 03-RDC-

✓ ELS

Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
03	AB	3.00	5.55	1.41	0.00	7.15
	BC	3.50	7.56	-2.86	1.41	8.08
	CD	2.40	3.55	1.41	-2.86	3.68
	DE	3.00	5.55	-1.41	1.41	5.97
	EF	2.40	3.55	2.86	-1.41	5.77
	FG	3.50	7.56	1.41	2.86	8.00
	GH	3.00	5.55	-1.41	0.00	7.15

Tableau .III. 28 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU types 03-RDC-.

type	Etat limite	M ₀	M _{a max} (KN.m)	M _{tmax} (KN.m)	T _{max} (KN)
01	ELU	15.76	4.14	12.10	16.16
02		10.49	7.88	11.83	15.69
03		10.49	4.41	11.66	16.07
01	ELS	10.98	2.86	8.85	/
02		7.56	5.49	11.03	/
03		7.56	2.86	8.08	/

Tableau .III. 29: Sollicitation Max du plancher RDC (commerciale).

➤ Plancher étage courant (habitation) :

ELU								
type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
01	AB	3.00	6.58	6.64	2.23	4.40	8.77	-9.65
	BC	3.50	8.95	8.77	2.22	5.47	11.26	-10.23
	CD	3.90	11.12	11.45	2.22	7.89	11.44	-11.40
	DE	3.90	11.12	11.45	1.79	8.32	11.40	-11.40
	EF	3.50	8.95	9.21	1.64	6.49	10.23	-11.26
	FG	3.00	6.58	5.79	0.00	5.79	9.65	-8.77
02	AB	3.50	7.21	2.72	0.00	7.64	9.46	-9.46
	BC	2.40	3.39	1.35	2.72	2.83	5.32	-8.71
	CD	3.00	5.29	1.35	1.35	6.83	9.67	-7.87
	DE	2.40	3.39	2.72	1.35	5.13	8.25	-8.71
	EF	3.50	7.21	2.72	0.00	10.36	9.46	-11.01
03	AB	3.00	5.29	1.35	0.00	7.27	8.32	-9.22
	BC	3.50	7.21	2.72	1.35	9.52	11.40	-9.07
	CD	2.40	3.39	1.35	2.72	6.83	5.32	-8.71
	DE	3.00	5.29	1.35	1.35	5.13	9.67	-7.87
	EF	2.40	3.39	2.72	2.72	6.83	5.32	-8.71
	FG	3.50	7.21	1.35	1.35	9.52	11.40	-9.07
	GH	3.00	5.29	1.35	0.00	7.27	8.32	-9.22
04	AB	3.50	8.95	9.03	2.78	6.25	10.23	-11.25
	BC	3.90	11.12	10.89	2.22	7.33	12.54	-11.40
	CD	3.90	11.12	11.45	2.23	7.33	11.40	-12.54
	DE	3.50	8.95	5.52	0.00	6.25	11.25	-10.23
05	AB	2.40	3.31	1.32	0.00	5.24	7.15	-8.27
	BC	3.00	5.18	2.98	1.32	6.26	9.10	-10.21
	CD	1.40	1.12	1.32	2.98	2.34	6.08	-6.07

Tableau .III. 30 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU-

<i>ELS</i>						
type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
01	AB	3.00	4.68	5.28	1.59	3.13
	BC	3.50	6.37	6.24	1.58	3.89
	CD	3.90	7.90	7.41	1.58	5.60
	DE	3.90	7.90	8.13	1.27	5.91
	EF	3.50	6.37	6.56	1.27	4.62
	FG	3.00	4.68	3.34	0.00	3.55
02	AB	3.50	5.06	1.91	0.00	4.79
	BC	2.40	2.38	0.75	1.91	2.65
	CD	3.00	3.72	0.75	0.75	5.91
	DE	2.40	2.38	1.91	0.75	3.79
	EF	3.50	5.06	1.91	0.00	7.79
03	AB	3.00	3.72	0.98	0.00	4.43
	BC	3.50	5.06	1.91	0.98	3.27
	CD	2.40	2.38	0.95	1.91	2.65
	DE	3.00	3.72	0.95	0.95	5.91
	EF	2.40	2.38	1.91	0.95	2.65
	FG	3.50	5.06	0.95	1.91	3.27
	GH	3.00	3.72	0.95	0.00	4.43
04	AB	3.50	6.37	6.43	1.97	4.45
	BC	3.90	7.90	7.74	1.58	5.21
	CD	3.90	7.90	8.13	1.59	5.21
	DE	3.50	6.37	3.93	0.00	4.45
05	AB	2.40	2.42	0.95	0.00	3.97
	BC	3.00	3.75	2.16	0.95	4.78
	CD	1.40	0.82	0.95	2.16	1.75

Tableau .III. 31 : Tableau récapitulatif des moments a-ELU-

type	Etat limite	M ₀	M _{a max} (KN.m)	M _{tmax} (KN.m)	T _{max} (KN)
01	ELU	11.12	5.56	8.32	2.54
02		7.21	2.72	10.36	1.91
03		7.21	2.72	9.52	1.91
04		11.12	5.56	7.33	3.95
05		5.18	2.16	6.26	2.22
01	ELS	7.90	2.67	5.91	/
02		5.06	2.71	7.79	/
03		5.06	2.71	5.91	/
04		7.90	5.67	5.21	/
05		3.75	1.98	4.78	/

Tableau .III. 32 : Sollicitation Max du plancher étage courant (habitation).

➤ Plancher terrasse :

ELU								
type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
01	AB	3.00	7.24	6.73	2.46	4.26	7.24	-7.96
	BC	3.50	9.86	7.69	2.44	5.24	10.84	-9.86
	CD	3.90	12.24	10.15	2.44	7.71	12.24	-12.24
	DE	3.90	12.24	8.18	2.46	8.18	12.24	-12.24
	EF	3.50	9.86	7.69	1.81	6.37	9.86	-10.84
	FG	3.00	7.24	6.58	0.00	4.92	7.96	7.24
02	AB	3.50	7.05	2.67	0.00	8.56	10.50	-12.03
	BC	2.40	3.31	1.32	2.67	4.99	6.01	-9.39
	CD	3.00	5.18	1.32	1.32	7.48	10.54	-8.78
	DE	2.40	3.31	2.67	1.32	5.52	6.01	-9.39
	EF	3.50	7.05	2.67	0.00	11.23	10.50	-12.03
03	AB	3.00	5.27	1.32	0.00	7.91	9.22	-10.3
	BC	3.50	7.18	2.71	1.32	9.26	12.42	-10.11
	CD	2.40	3.37	1.32	2.71	4.99	6.04	-9.40
	DE	3.00	5.27	1.32	1.32	7.48	10.54	-8.78
	EF	2.40	3.37	2.71	1.32	5.52	6.04	-9.40
	FG	3.50	7.18	1.32	2.71	9.26	12.42	-10.11
	GH	3.00	5.27	1.32	0.00	7.91	11.75	-10.30
04	AB	3.50	9.86	9.16	3.06	6.10	11.27	-12.39
	BC	3.90	12.24	9.54	2.44	10.82	13.81	-12.55
	CD	3.90	12.24	10.15	2.46	7.69	12.55	-13.81
	DE	3.50	9.86	4.65	0.00	3.45	-12.39	-11.27
05	AB	2.40	4.63	4.30	1.81	2.82	7.72	-8.50
	BC	3.00	7.24	5.64	0.92	4.86	10.62	-9.66
	CD	2.40	4.63	3.61	0.98	2.36	7.72	-8.50
	DE	3.50	9.86	7.69	0.00	6.01	12.39	-11.27

Tableau .III. 33 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELU-

ELS						
type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
01	AB	3.00	5.27	4.90	1.79	3.10
	BC	3.50	7.18	5.60	1.78	3.37
	CD	3.90	8.91	7.39	1.78	5.61
	DE	3.90	8.91	7.39	1.43	5.95
	EF	3.50	7.18	5.95	1.31	4.64
	FG	3.00	5.27	5.77	0.00	3.58
02	AB	3.50	5.11	1.13	0.00	5.90
	BC	2.40	2.40	0.95	1.93	3.12
	CD	3.00	3.75	0.95	0.95	5.12

	DE	2.40	2.40	1.93	0.95	4.40
	EF	3.50	5.11	1.93	0.00	8.57
03	AB	3.00	4.65	0.95	0.00	5.95
	BC	3.50	5.11	1.93	0.95	5.02
	CD	2.40	2.40	0.95	1.93	3.12
	DE	3.00	3.75	0.95	0.95	5.12
	EF	2.40	2.40	1.93	0.95	4.40
	FG	3.50	5.11	0.95	1.93	5.02
	GH	3.00	4.65	0.95	0.00	5.95
04	AB	3.50	7.59	7.05	2.22	5.27
	BC	3.90	8.91	6.94	1.78	4.72
	CD	3.90	8.91	7.39	1.89	5.49
	DE	3.50	7.59	3.20	0.00	2.65
05	AB	2.40	3.37	3.13	1.31	2.0
	BC	3.00	5.27	4.11	0.67	3.54
	CD	2.40	3.37	2.62	0.78	3.66
	DE	3.50	7.18	5.60	0.00	5.74

Tableau .III. 34 : Tableaux récapitulatif des moments a-ELS-

type	Etat limite	M_0	$M_{a \max}$ (KN.m)	$M_{t \max}$ (KN.m)	T_{\max} (KN)
01	ELU	12.24	6.12	8.18	12.84
02		7.05	2.67	11.23	12.03
03		7.18	2.71	9.26	12.42
04		12.24	6.12	10.82	13.81
05		9.86	4.02	4.86	11.27
01	ELS	8.91	4.45	5.95	/
02		5.11	1.93	8.57	/
03		5.11	1.95	5.95	/
04		7.59	4.45	5.49	/
05		7.18	3.66	5.74	/

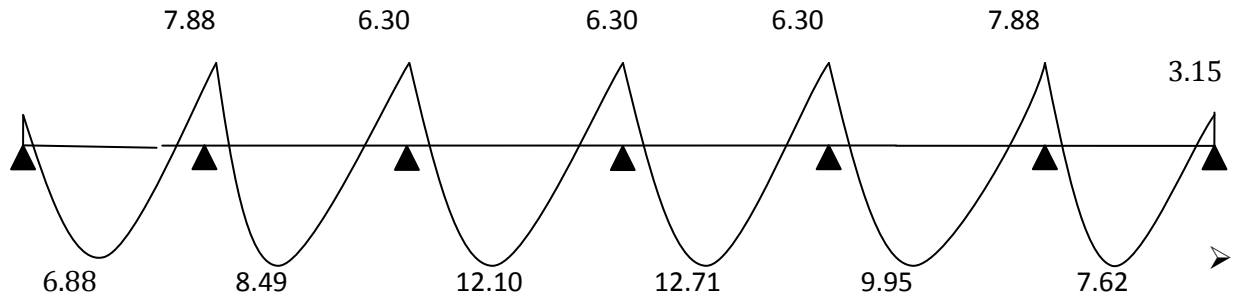
Tableau .III. 35 : Sollicitation Max du plancher terrasse.

III.7.6 Diagramme des moments et des efforts tranchant :

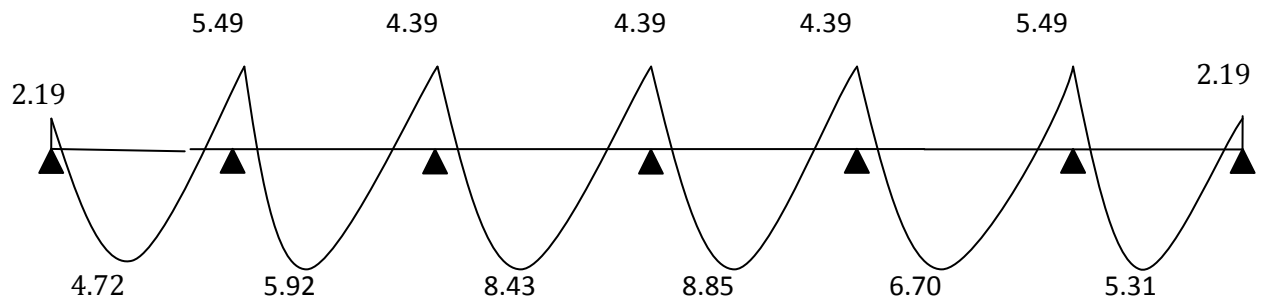
III.7.6.1 Des moments :

III.7.6.1.1 RDC :

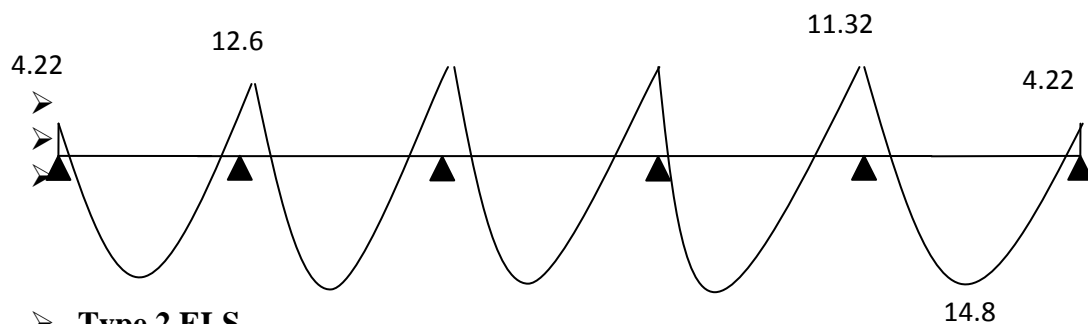
➤ **Type 1 ELU**



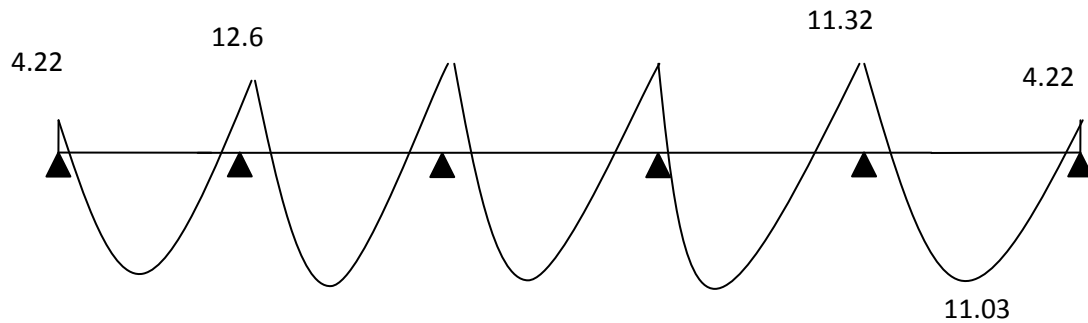
➤ **Type 1 ELS**



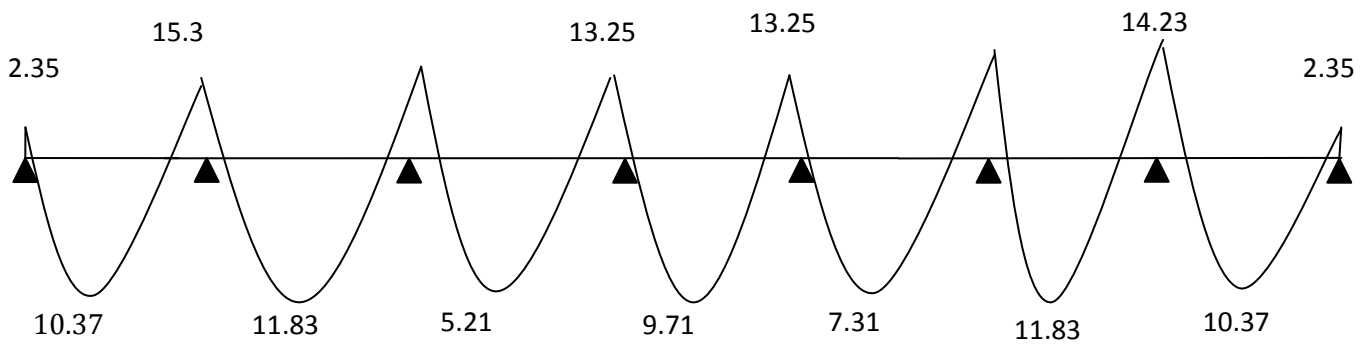
➤ **Type 2 ELU**



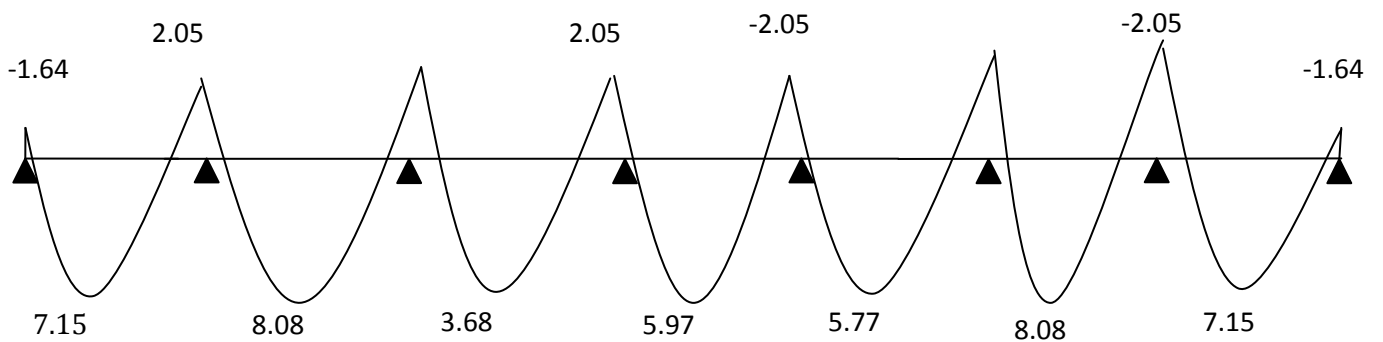
➤ **Type 2 ELS**



➤ Type 3 ELU

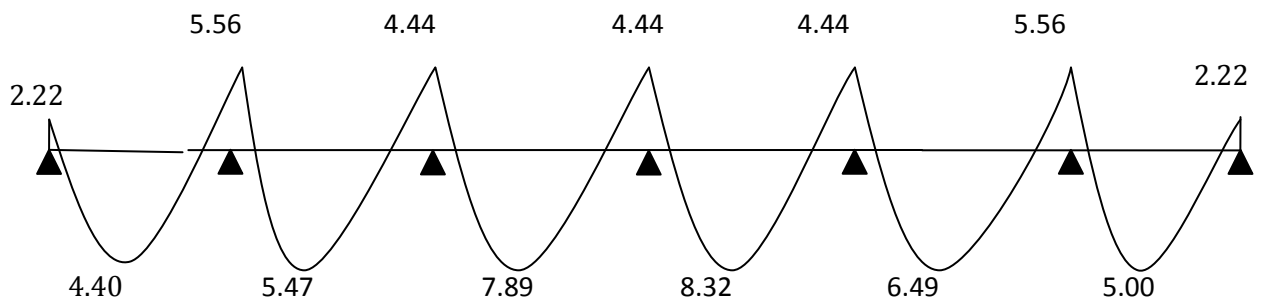


➤ Type 3 ELS

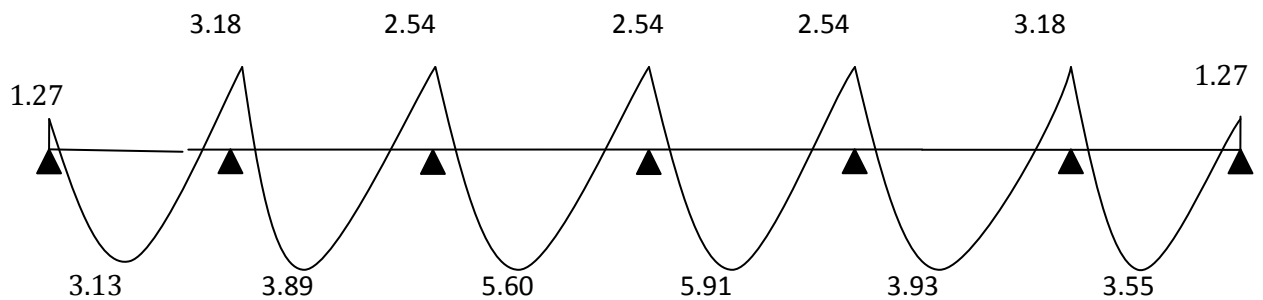


III.7.6.1.2 Habitation de 1^{er} a 7 :

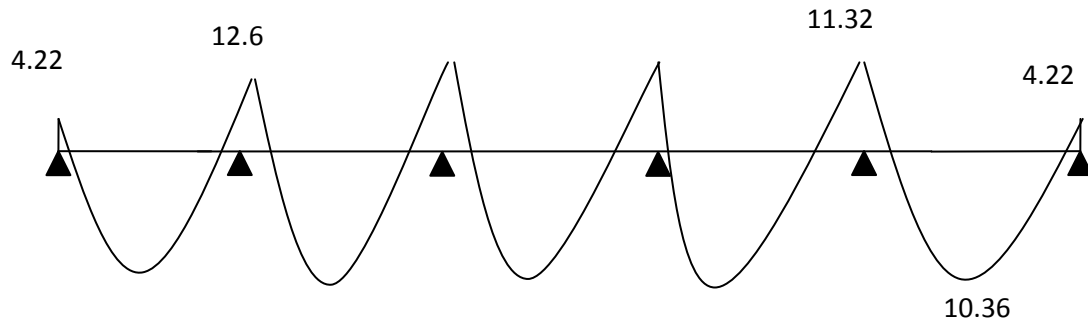
➤ Type 1 ELU



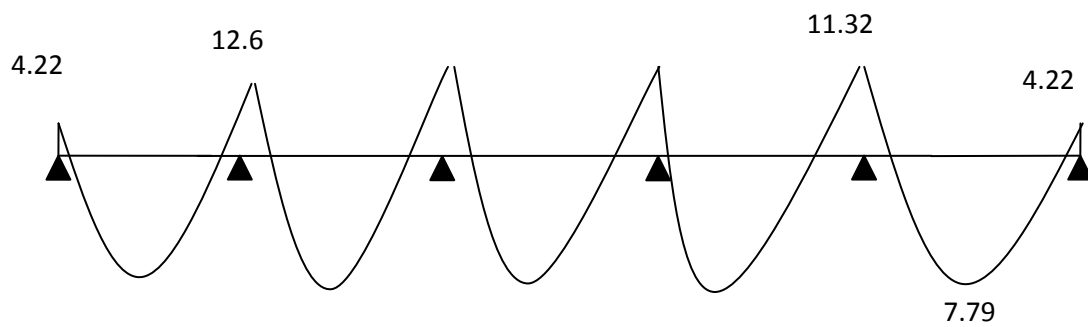
➤ Type 1 ELS



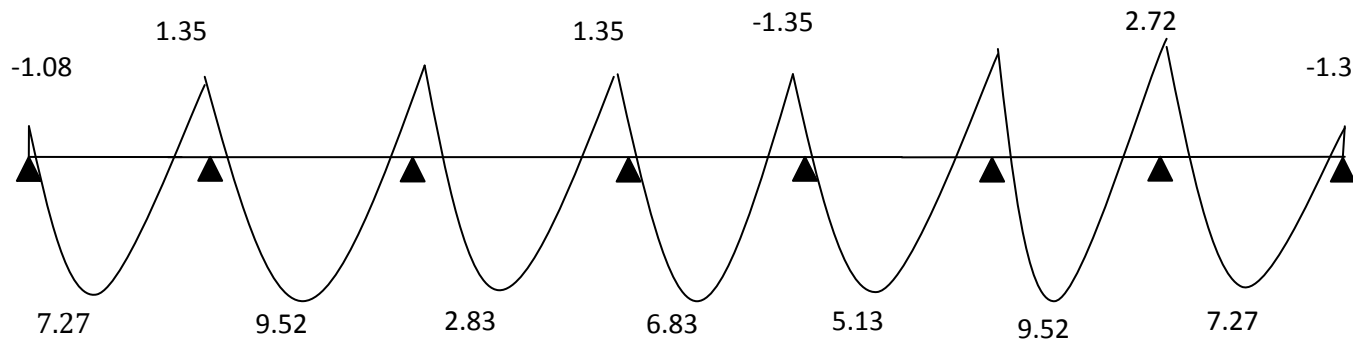
➤ Type 2 ELU



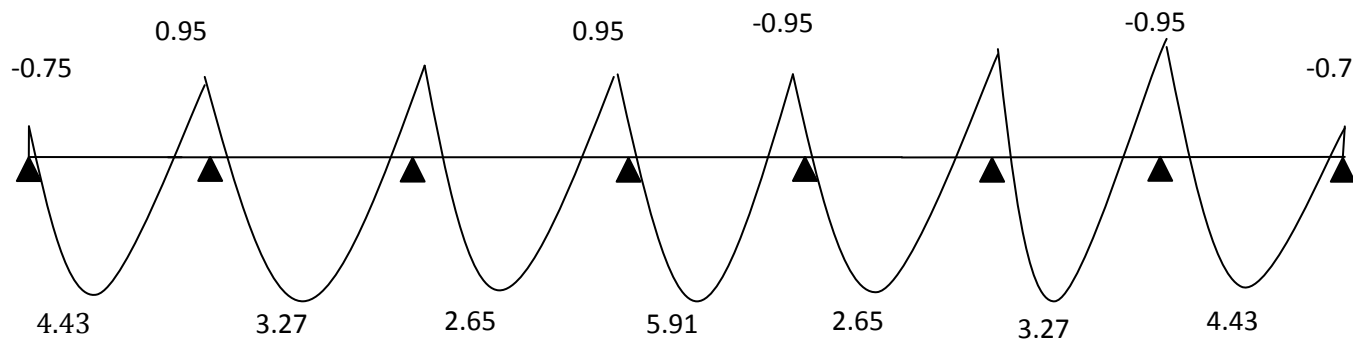
➤ Type 2 ELS



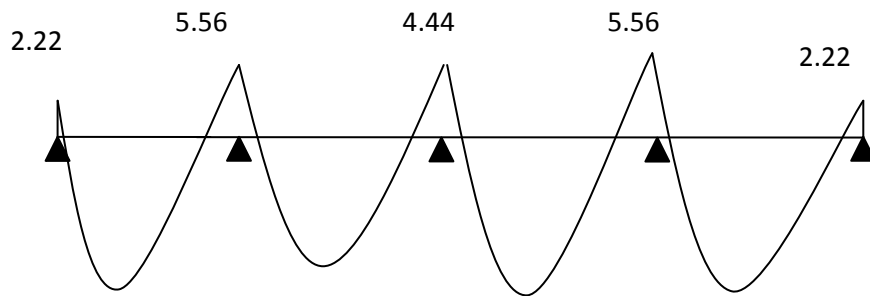
➤ Type 3 ELU



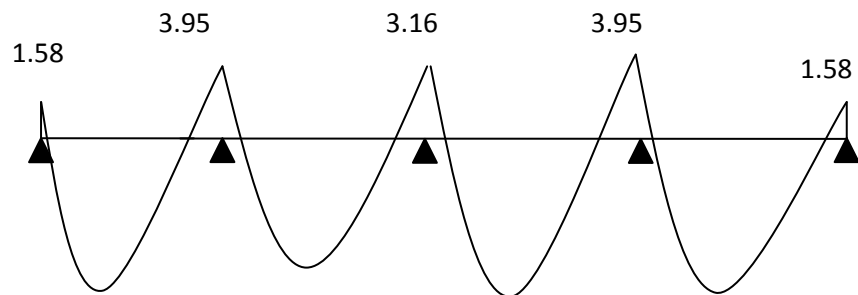
➤ Type 3 ELS



➤ Type 4 ELU

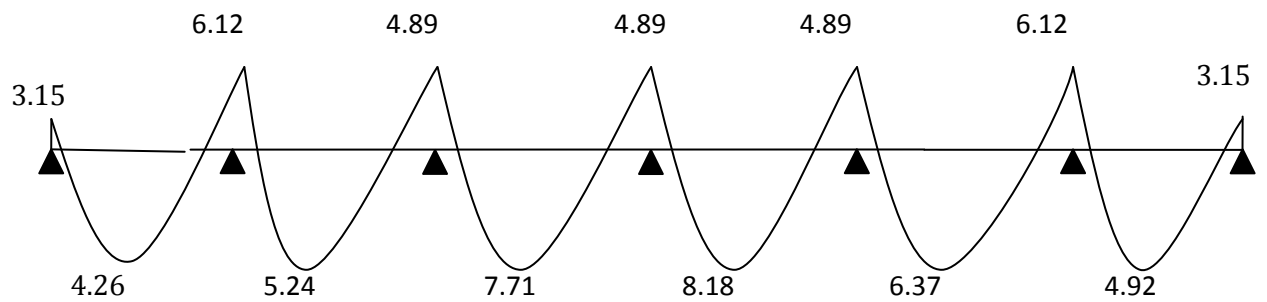


➤ Type 4 ELS

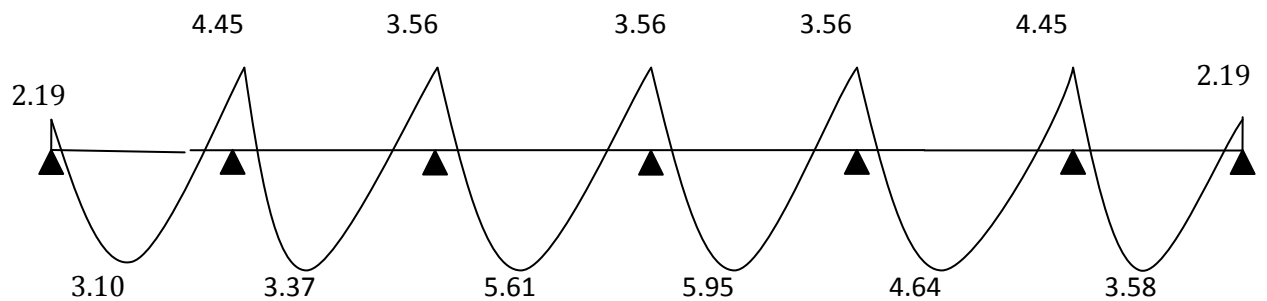


III.4.6.1.3 Terrasse :

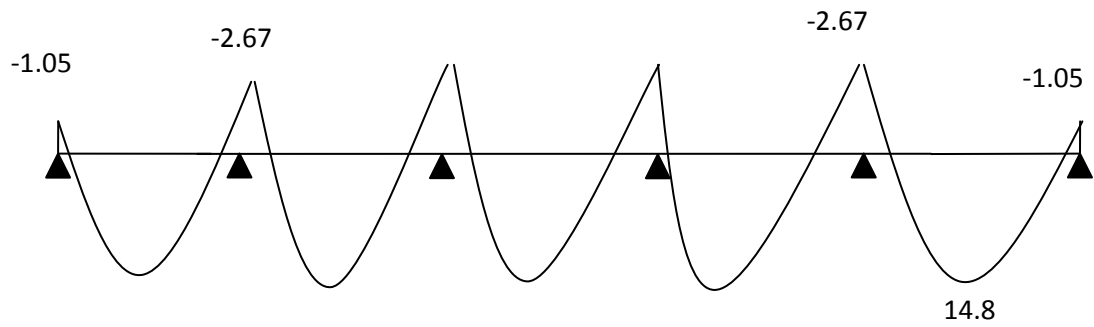
➤ Type 1 ELU



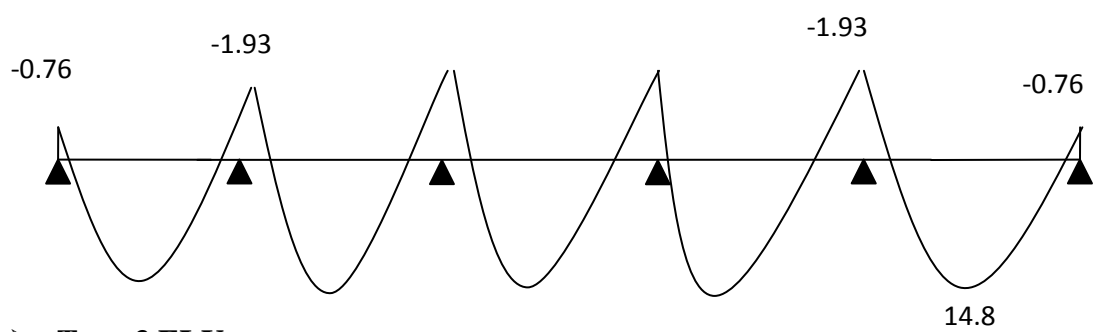
➤ Type 1 ELS



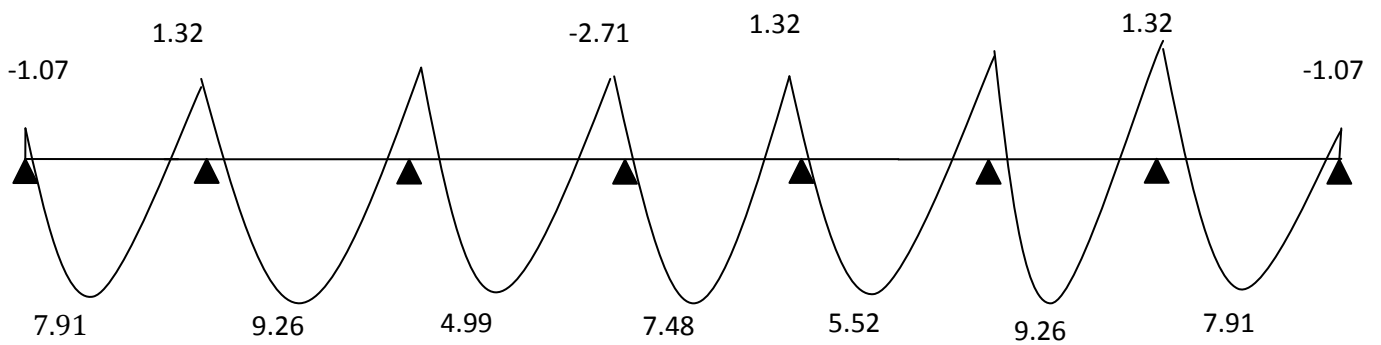
➤ Type 2 ELU



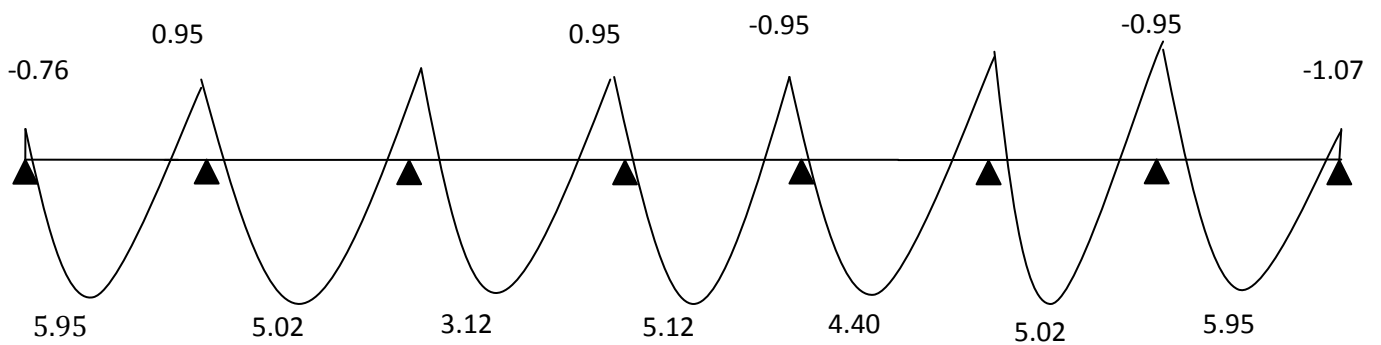
➤ Type 2 ELS



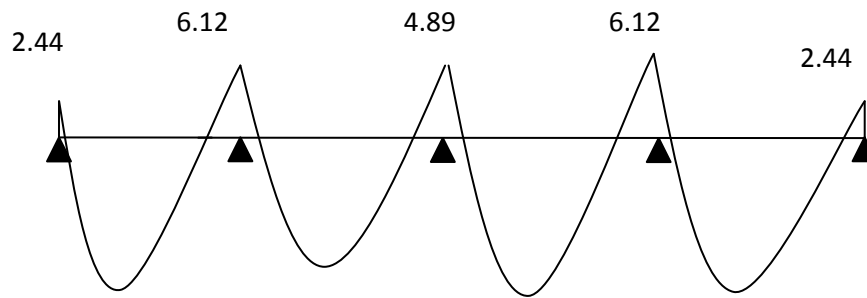
➤ Type 3 ELU



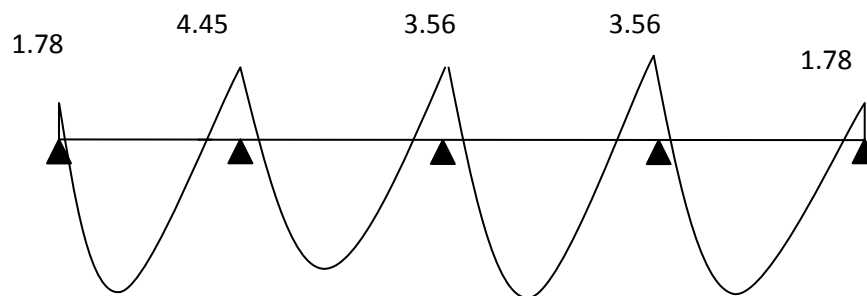
➤ Type 3 ELS



➤ Type 4 ELU



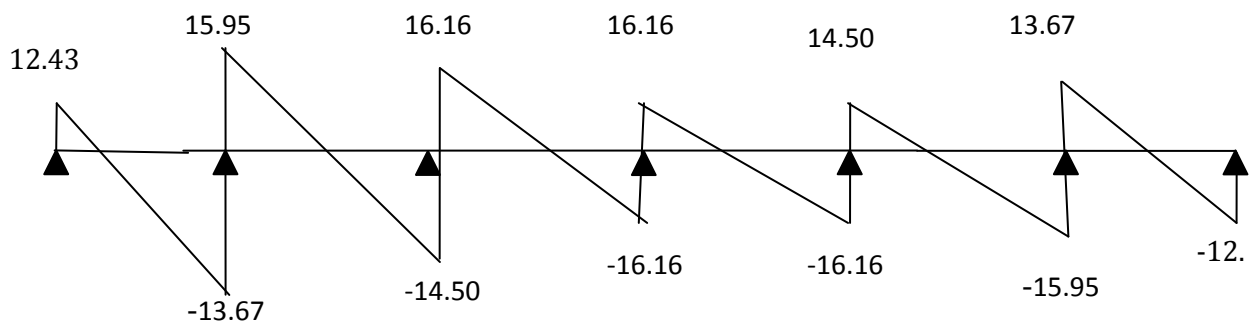
➤ Type 4 ELS



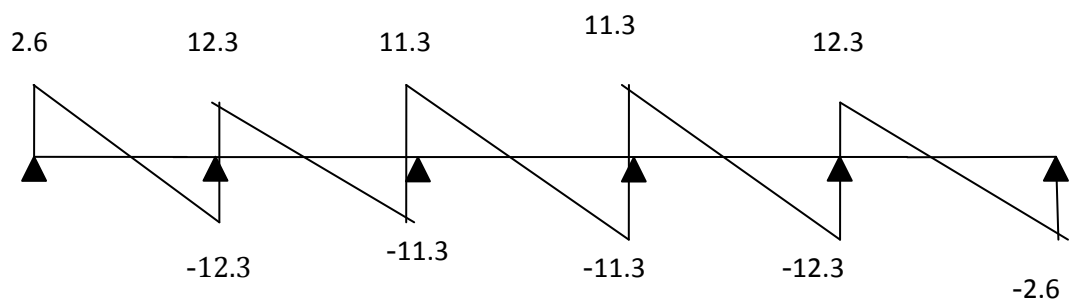
III.7.6.2 Les effort tranchant

III.7.6.2.1 RDC :

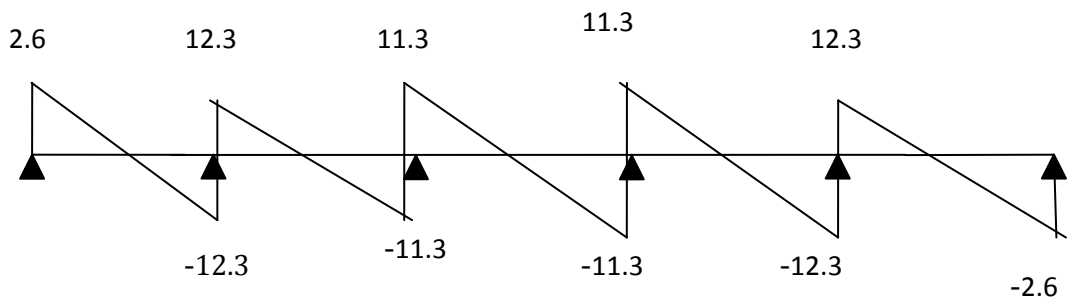
➤ Type 1 ELU



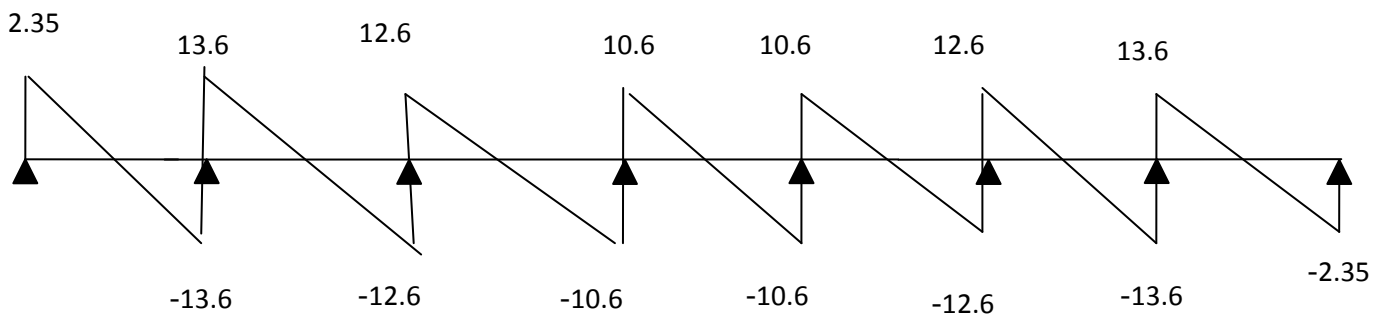
➤ Type 2 ELU



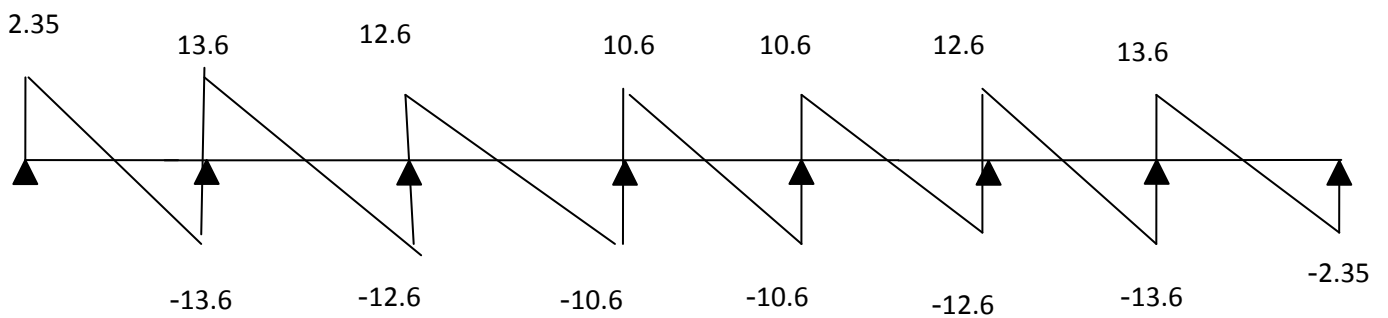
➤ Type 2 ELS



➤ Type 3 ELU

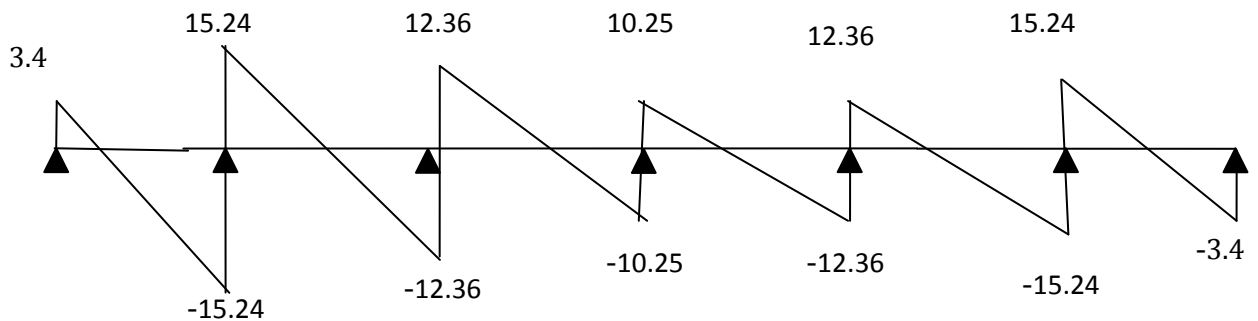


➤ Type 3 ELS

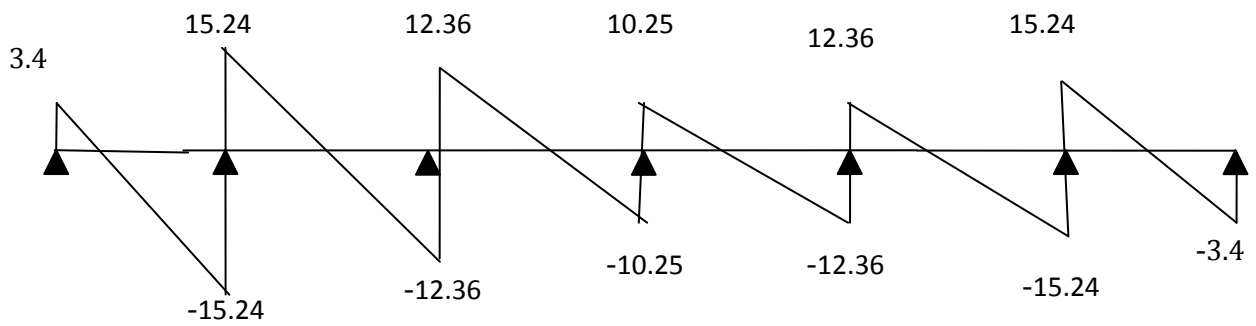


III.7.6.2.2 Habitation

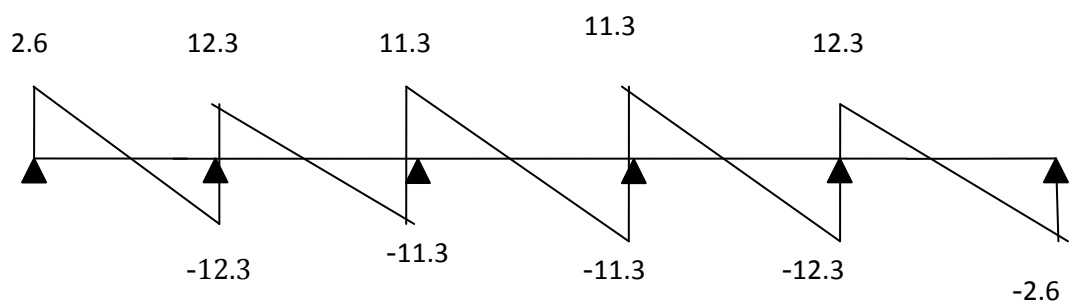
➤ Type 1 ELU



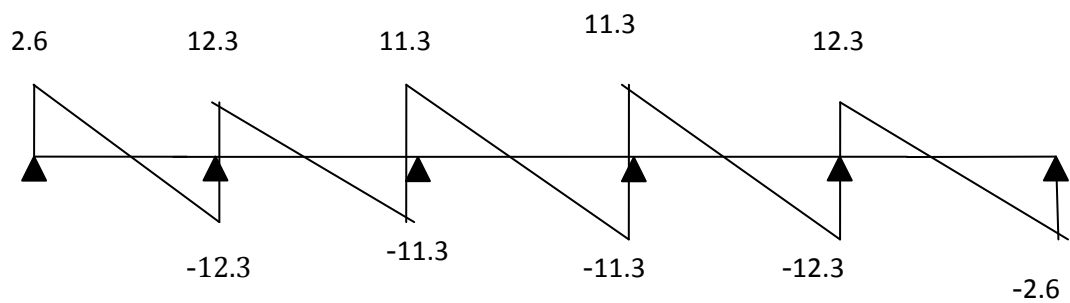
➤ Type 1 ELS



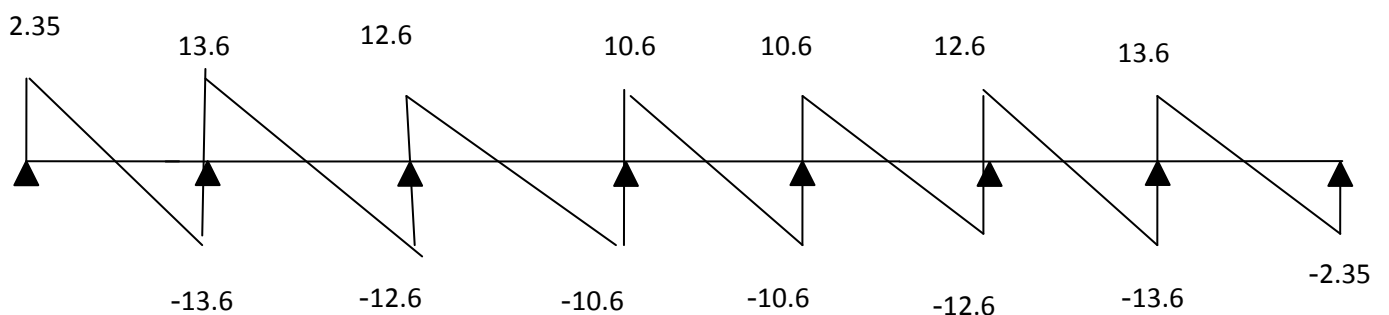
➤ Type 2 ELU



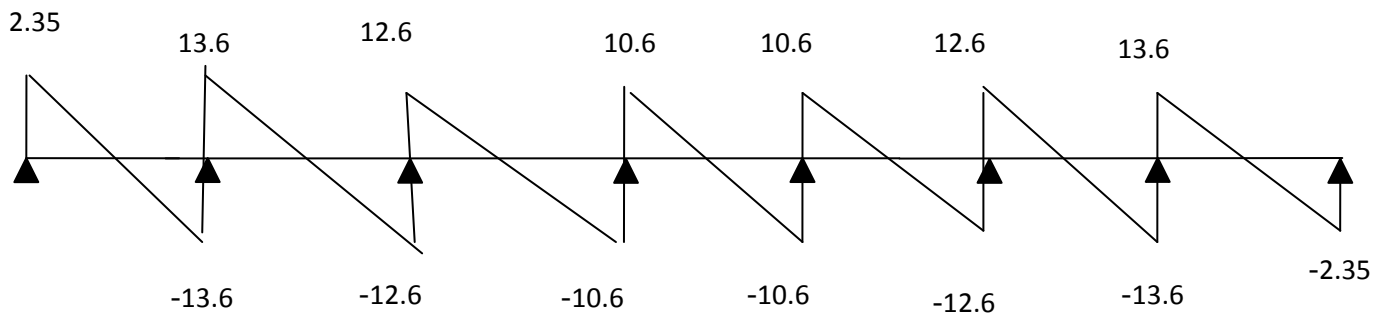
➤ Type 2 ELS



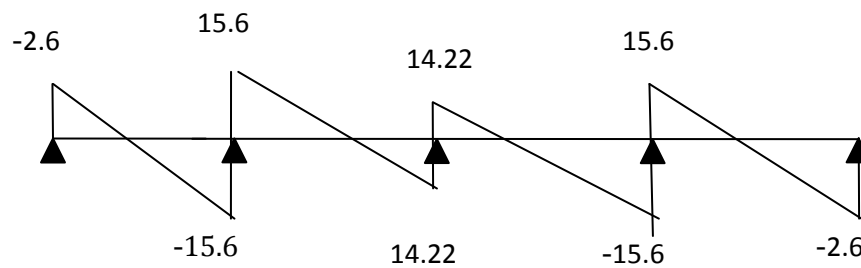
➤ Type 3 ELU



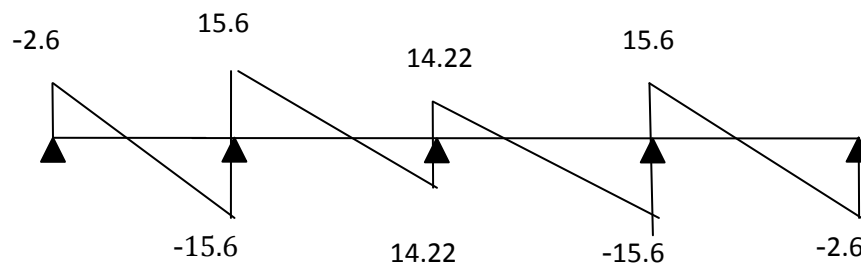
➤ Type 3 ELS



➤ Type 4 ELU

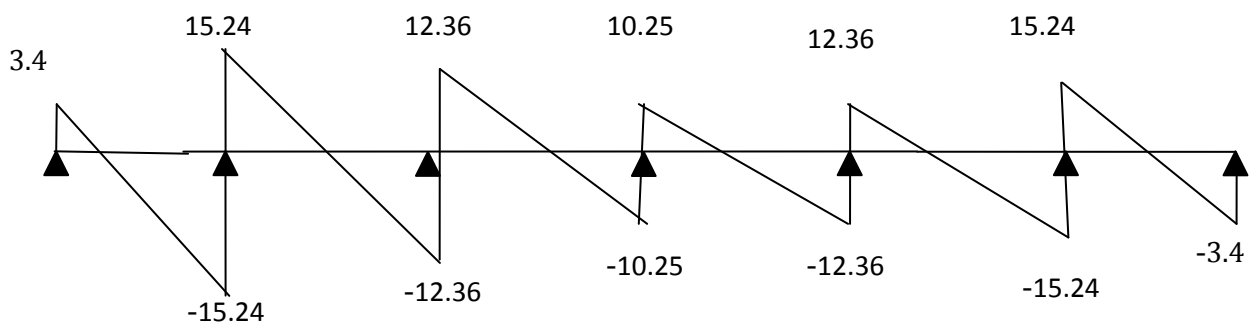


➤ Type 4 ELS

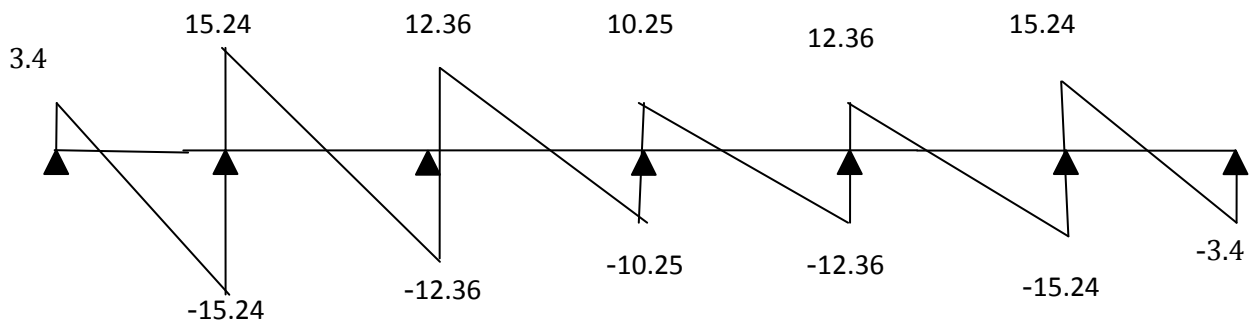


III.7.6.2.3 Terrasse

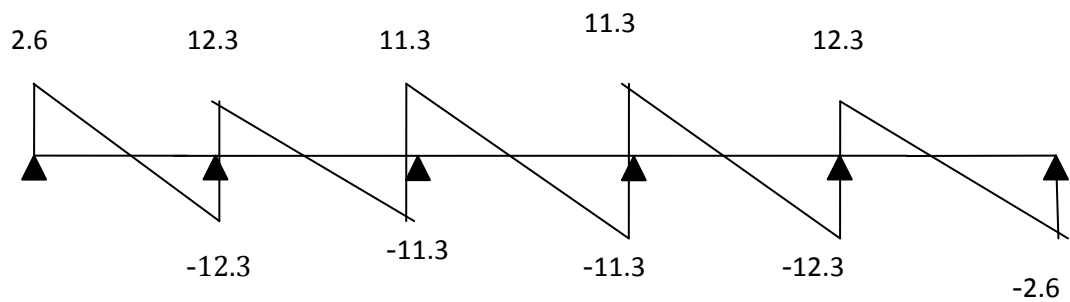
➤ Type 1 ELU



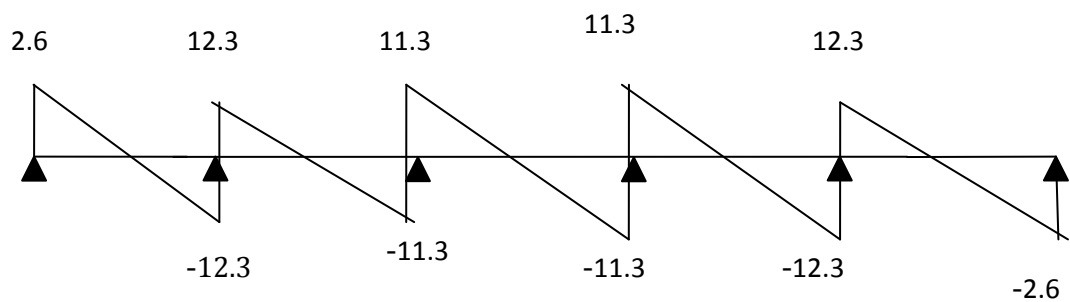
➤ Type 1 ELS



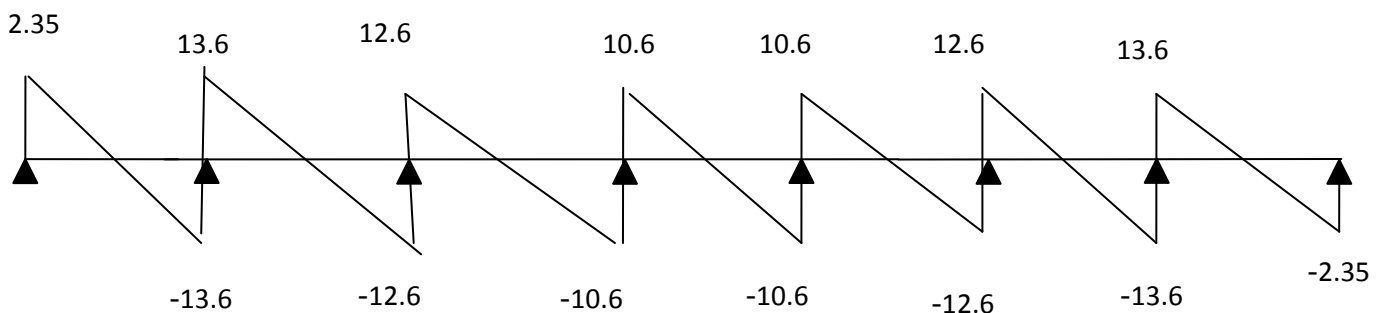
➤ Type 2 ELU



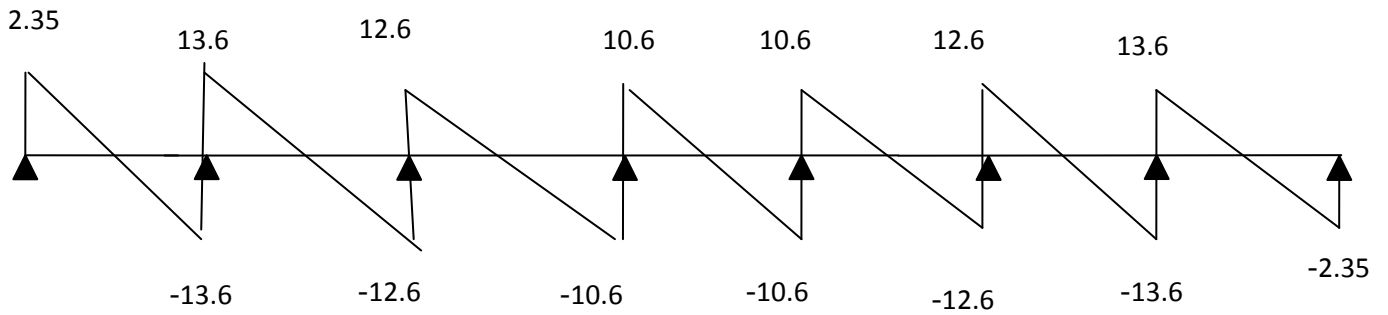
➤ Type 2 ELS



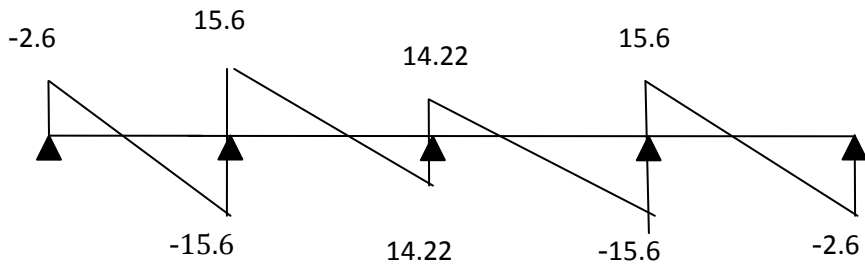
➤ Type 3 ELU



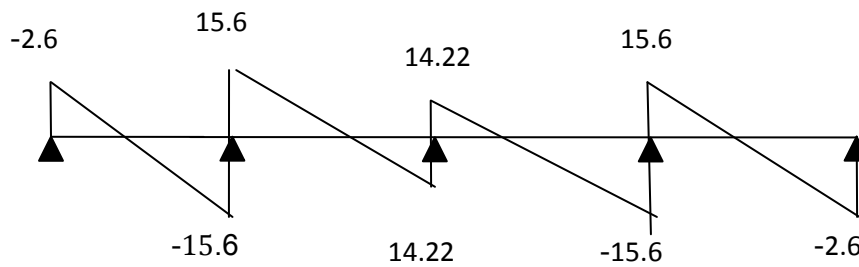
➤ Type 3 ELS



➤ Type 4 ELU



➤ Type 4 ULS



III.7.2 Calcul de ferrailage :

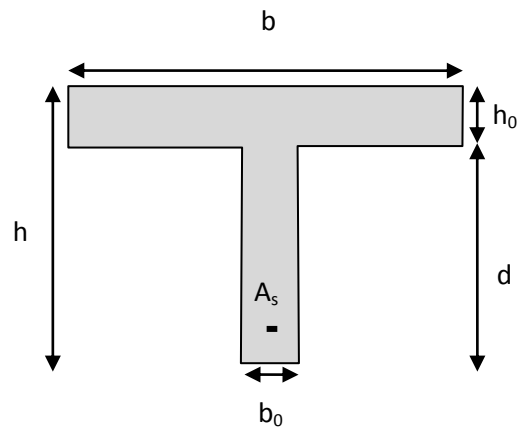


Figure. III.33 : Schéma de la section.

Avec :

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

Le ferrailage se fait d'après les valeurs maximales des moments en Travée et sur appuis

On a:

$$d = 0.9h = 18 \text{ cm} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1,5; \gamma_s = 1,15; \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,20 \text{ MPa} .$$

III.7.2.1 Les sollicitations maximales

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	Mtravé (KN.m)	Ma(intermédiaire) (KN.m)	Ma(rive) (KN.m)	Effort (KN)
RDC	12.71	7.80	3.50	16.16
Etage courant	10.36	5.56	2.22	12.45
terrasse	11.23	6.12	2.44	12.42

Tableau III.36 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage du plancher.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0,4 \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ En travée :

$$M_{tmax} = 12.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,20 \left(18 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_{table} = 71532.5 \text{ N.m} = 71.5925 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} > M_{tmax}$$

Le moment est équilibré par la table seule et la section en T est calculée comme

Une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm²

$$\mu = \frac{M_{t,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

A_{min}: Selon la condition de non fragilité :

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

Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

✚ En travée :

	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	A _{scal} (cm ²)	A _{sadopte} (cm ²)	Choix(ml)	
									adopte	Après vérification
RDC	65	18	12.71	0.0425	0.054	0.9782	2.07	2.26	2HA12	3HA12
Etage courant	65	18	10.36	0.0346	0.044	0.9823	1.68	2.26	2HA12	3HA12
terrasse	65	18	11.23	0.0375	0.060	0.9760	2.06	2.26	2HA12	3HA12

Tableau 37 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

✚ En appuis :

	b (cm)	d (cm)	Mu (KN.m)	μ	α	β	A _{scal} (cm ²)	A _{sadopte} (cm ²)	Choix (ml)	
									adopte	Après vérification
RDC	10	18	4.14	0.089	0.116	0.9533	0.69	1.54	1HA14	2HA12
Etage courant	10	18	5.56	0.120	0.160	0.9360	0.94	1.13	1HA12	
terrasse	10	18	6.12	0.133	0.179	0.9283	1.05	1.13	1HA12	

Tableau 38 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

III.7.3 Vérification à l'ELS :

Dans notre cas : On a :

La fissuration est peu préjudiciable, l'acier de nuance Fe 400 et la section est rectangulaire et le calcul est à la flexion simple.

Donc la vérification à L'E.L.S ne sera pas nécessaire si la condition

Suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

	En travée				En appuis			
	α	γ	$(\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100)$	Vérifie	α	γ	$(\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100)$	Vérifie
RDC	0.46	1.47	0.48	cv	0.46	1.52	0.51	cv
Etage courant	0.39	1.40	0.45	cv	0.39	1.49	0.49	cv
terrasse	0.20	1.31	0.40	cv	0.20	1.43	0.46	cv

Tableau III.39: La condition à L'E.L.S.

➤ **Vérification :**

-Influence de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

On a:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

- Position de l'axe neutre : ($A' = 0$)

$$\frac{by^2}{2} - nA(d - y)^2 = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3} y^3 + nA(d - y)^2$$

- La contrainte maximale de compression de béton :

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

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

- La contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) ; \bar{\sigma}_s = f_e \Rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

	T_u	b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérifie
RDC	16.16	100	180	0.89	3.33	CV
Etage courant	12.45	100	180	0.74	3.33	CV
Terrasse	12.42	100	180	0.70	3.33	CV

Tableau III.40: Vérification de l'effort tranchant.

➤ Vérification des contraintes :

	y_1 (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifie
RDC	3.67	11319.62	2.86	168.05	15	201.6	CV
Etage courant	3.80	12082.45	2.69	151.07	15	201.6	CV
Terrasse	3.80	12082.45	2.69	151.07	15	201.6	CV

Tableau III.41: Vérification Les contraintes maximales de compression de béton et de traction des aciers en travée.

	y_1 (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifie
RDC	3.71	11135.86	1.82	105.67	15	201.6	CV
Etage courant	2.66	6063.15	1.73	149.90	15	201.6	CV
Terrasse	2.66	6063.15	1.73	149.90	15	201.6	CV

Tableau III.42: Vérification Les contraintes maximales de compression de béton et de traction des aciers en appuis.

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_{ser\ max} \times L^2}{10EI} \quad (\text{BAEL 91.modifié 99}) \quad \text{Avec : } E = 2,10^5 \text{ Mpa}$$

-Flèche admissible :

$$f_{admi} = \frac{l}{500}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \dots\dots\dots cv.$$

	Mser max	E	I	l	f	f admi	Vérifie
RDC	8.85	$2,10^5$	11319.62	3.90	0.55	7.8	CV
Etage courant	7.79	$2,10^5$	8849.41	3.90	0.66	7.8	CV
Terrasse	8.57	$2,10^5$	11134.50	3.90	0.58	7.8	CV

Tableau III.43: Vérification de la flèche.

➤ Calcul des armatures transversal :

Si $\bar{\tau}_u > \tau_u$: on a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction.

-Choix du diamètre de l'armature transversale:

D'après le (art.5.1.23. BAEL91):

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right)mm = 5.71mm$$

On adopte un cadre $\phi 8$ 1 HA 8 = 0.50cm²

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

-Espacement minimale d'armatures d'âmes :

$$S_t \leq (A_t \times f_e \times 0,9/\gamma_s \times b_0(\tau_u - 0,3f_{tj}))$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm^2)$$

$$S_t \leq (A_t \times f_e/0,4 \times b_0)$$

	$S_t \leq (A_t \times f_e \times 0,9/\gamma_s \times b_0(\tau_u - 0,3f_{tj}))$ (cm)	$S_t \leq \min(0,9d; 40cm^2)$ (cm)	$S_t \leq (A_t \times f_e/0,4 \times b_0)$ (cm)	Adopte (cm)
RDC	72.04	16.20	89	20
Etage courant	25.48	16.20	74	
Terrasse	20.28	16.20	70	

Tableau III.44: Espacement minimale d'armatures d'âmes.

On adopte: $S_t = 20cm$

III.7.4 Ferrailage de la table de compression :

➤ Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$L_n = 65\text{cm}$; C'est l'entraxe des poutrelles.

$$L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t = 200/f_e$$

$$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t = (4L_n/f_e)$$

$$A_t = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

Soit: $A_t = 5\text{HA6} = 1,41\text{cm}^2$

$S_t \leq 20\text{cm}$ Donc on adopte l'espacement $S_t = 20\text{cm}$.

➤ Les armatures parallèles aux nervures :

$$A \geq \frac{A_t}{2} = \frac{1.13}{2} = 0.565\text{cm}^2$$

Soit : $A = 5\text{HA6} = 1.41\text{cm}^2$

L'espacement $S_t \leq 30\text{cm}$ donc on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

III.7.5 Ferrailage de la table de compression :

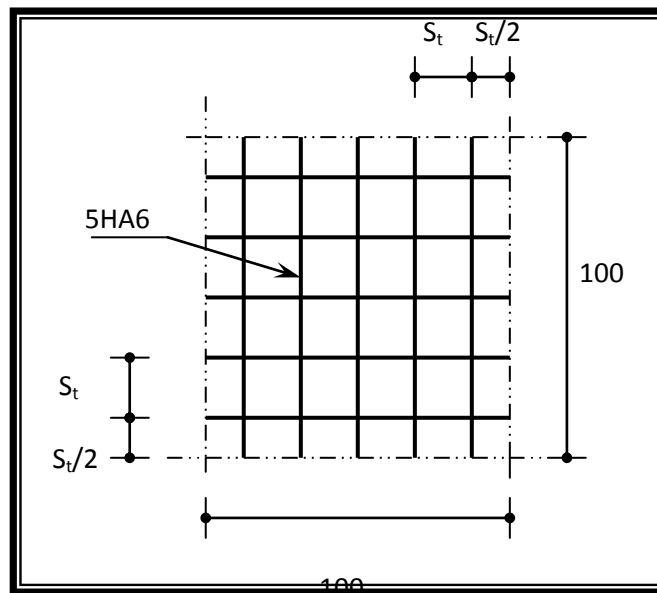


Figure. III.34 : Schéma de ferrailage de la table de compression.

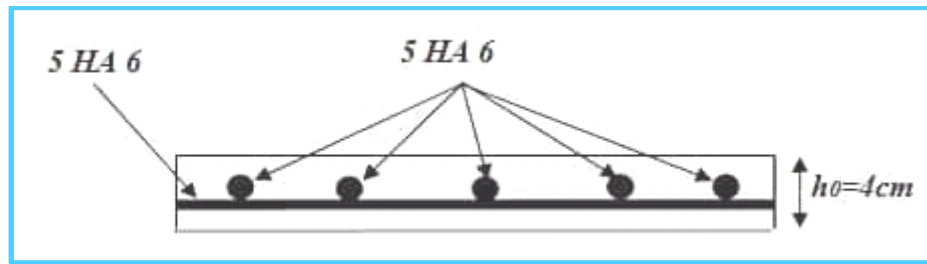


Figure. III.35: Coupe de schéma de ferrailage de la table de compression.

III.7.6 Schéma de ferrailage de plancher :

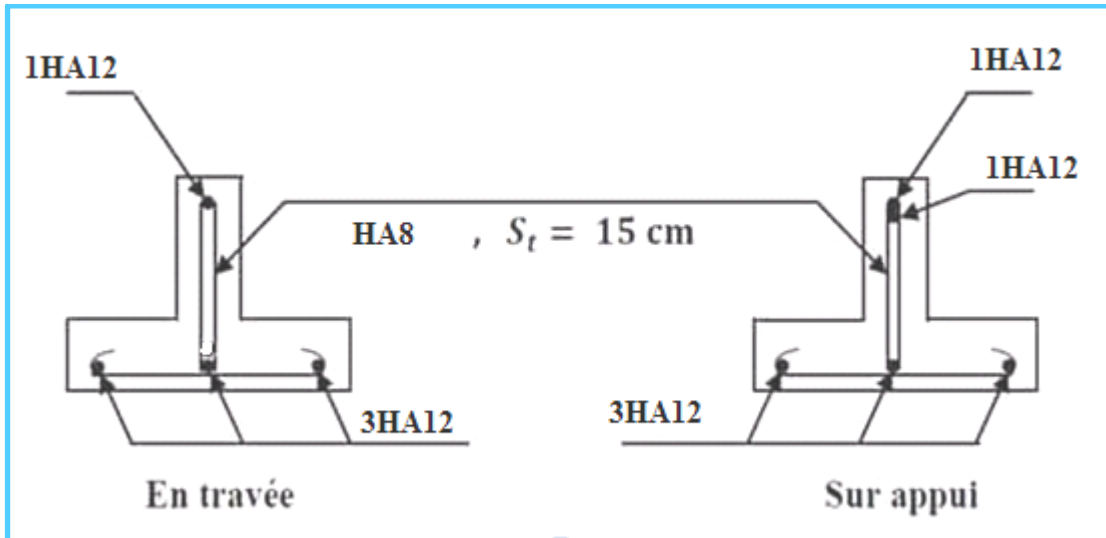


Figure. III.36: Schéma de ferrailage de plancher RDC.

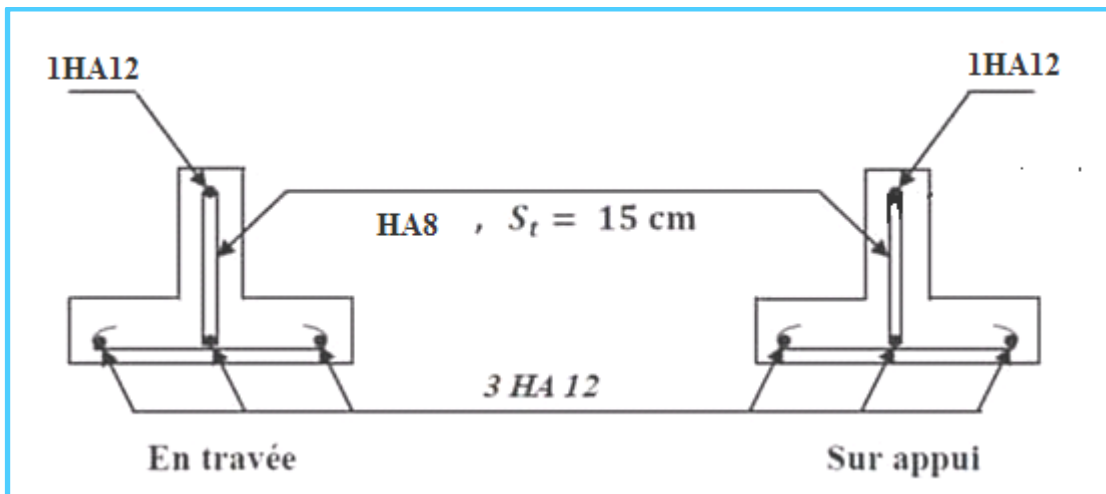


Figure. III.37 : Schéma de ferrailage de plancher étage courant et terrasse.

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre ; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure.

Ainsi ; étudiées et ferrillées de poutrelle et d'escalier à été étudié à la flexion simple.

Nous nous somme aussi intéressé à l'acrotère. Ce dernier à été étudié à la flexion composée, un ferrillage adéquat a été adopté.

CHAPITRE IV

Étude Dynamique

Chapitre IV :

Etude Sismique

IV.1. Introduction :

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Pour ce faire, il est important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets de l'activité sismique tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien.

IV.2 Objectifs l'étude dynamique et exigences :

Selon le RPA99/ version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone **IIa**, devra contenir des voiles. *Article (3.4.A.1.a)* En ce qui concerne la structure faisant l'objet de cette présente étude, il s'agit d'un bâtiment de R+7 étages qui dépasse 14m, elle sera donc contreventée par un système de contreventement proposé par le règlement parasismique algérien. *Article (3.4.A)* Une conception parasismique doit non seulement respecter le règlement en vigueur mais aussi satisfaire l'aspect architectural et économique. Dans le cadre de notre travail nous avons tenté d'analyser et d'étudier un R+7contreventé par un système mixte voile portique en utilisant Autodesk Robot Structural Analyse Professional version 2014

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure elle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3 Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené parles trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1 Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.1.2 Condition d'application :(RPA article 4.1.2. Page 36)

Cette méthode peut être utilisée dans le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II

IV.3.1.2.1.Régularité en plan :(RPA article 3.5.1.a page 33) :

Sens x :

- $\frac{l_1 + l_2}{L} = 0 \text{ CV}$

Sens-y :

- $\frac{l_1 + l_2}{L} = \frac{1.80 + 1.80}{21.4} = 0.16 < 0.25 \text{ CV}$

Donc la structure est régulière en plan.

IV.3.1.2.1.Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1.b page 34) :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien, la raideur que la masse des différents niveaux reste constante où diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et n'est effectuée que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. la structure est classée régulière en élévation.

Zone (IIa) si $H \leq 65 \text{ m}$: On a $h = 24.82 \text{ m} < 65 \text{ m}$la condition est vérifiée.

Conclusion :

La condition de régularité en plan est satisfaite → la méthode statique est applicable

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.2.1 Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2 Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot structural Analyse Professional 2014** ».

IV.3.2.3 Présentation du logiciel :

ROBOT Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil .

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et construction métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats, et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats.

IV.3.2.4 Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

IV.3.2.5 Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.2.6 Étapes de modélisation par logiciel robot structural analyse Professional. :

- ✓ Définition du modèle.
- ✓ Définition de la charge.
- ✓ Analyse.
- ✓ Vérification des résultats.

IV.3.2.6.1 Définition du modèle de la structure :

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.

- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

IV.3.2.6.2 Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

IV.3.2.6.3 Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisit les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation

IV.3.2.6.4 Exploitation des résultats :

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

IV.4 Modélisation :

La figure suivante montre la modélisation de notre projet avec le logiciel robot

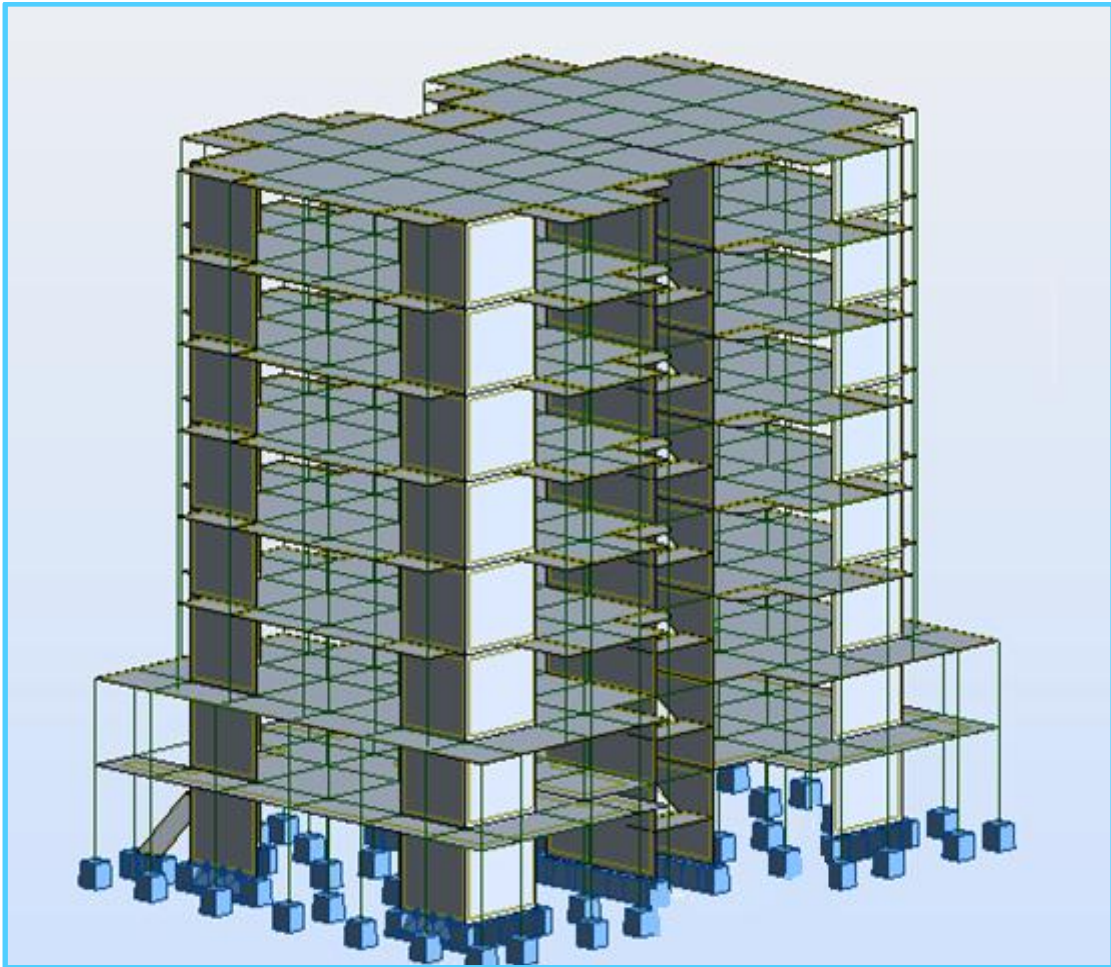


Figure IV.1 Modélisation en 3D de la structure.

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

BAEL :

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 :[62]

- ACC : $G + Q \pm E$

- ACC : $0,8 \times G \pm E$

Avec :

G: Ensembles des charges permanentes ;

Q: Ensembles des charges d'exploitation ;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X ;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

IV.6 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 selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids total de la structure.

IV.7 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

IV.7.1 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

- Valeurs des pénalités P_q :

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
4. Régularité en élévation	Non Observé $P_q=0.00$	Non Observé $P_q=0.05$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

Tableau IV.1: Valeurs des facteurs de qualités.

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.00$$

IV.7.2 Coefficient de comportement **R** :

La valeur de **R** est donnée par le (*Tableau 4.3*) de *RPA 99 / version 2003* en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'*Article (3.4)* du *RPA 99 / version 2003*. La structure étudiée est constituée de portique et de voile, De contreventement. «Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ». Avec le coefficient de comportement global de la structure égale à **R = 3,50**.

- ✓ Sens X-X : $R_x = 3.5$; Sens-Y-Y : $R_y = 3.5$.

IV.7.3 Coefficient d'accélération **A** :

Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de Wilaya Annaba : **Zone (IIa)**
- Bâtiment à usage d'habitation collective sa hauteur totale **25.42m** : **Groupe d'usage 2**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient:

$$A=0.15 \text{ (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)}$$

IV.7.4 Facteur de correction d'amortissement « η » :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article}$$

(4.3).

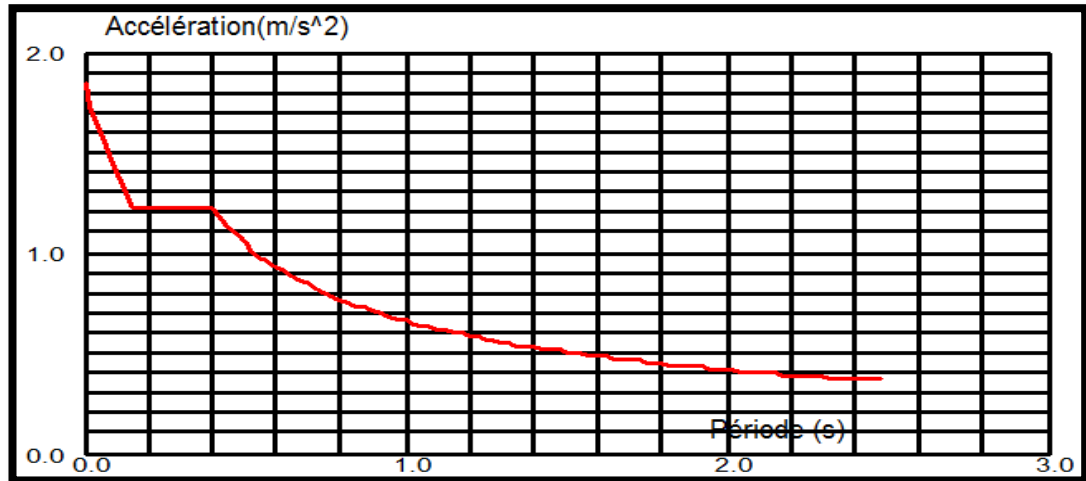


Figure IV.2 Diagramme de spectre de réponse.

IV.7.7 Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone **II a**: sismicité moyenne.
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site **S2** : $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,40$ sec
- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : $R = 3.5$.
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,15
- Facteur de qualité $Q = 1,00$
- Amortissement : $\xi = 7,00$ %

IV.7.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 24.82$ m.

$$T = 0,05(24.82)^{3/4} = 0.55 \text{ sec}$$

$$\text{Donc : } T_y = T_x = 0.55 \text{ sec}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6)**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

$$1. T = \min \left\{ C_T (h_N)^{0.75}; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$$2. T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$L_x = 29.20m \quad L_y = 21.20m$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.82}{\sqrt{29.20}} = 0.41 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.41 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.82}{\sqrt{21.20}} = 0.48 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.48 \text{ sec}$$

IV.7.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : période fondamentale de la structure

- **Le sens X**

$$T_2 = 0,40 \text{ sec} ; \eta = 0,882 ; T_x = 0,41 \text{ sec} \dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \dots$$

$$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8 (0.40 / 0.41)^{2/3} = 1.96$$

- **Le sens Y :**

$$T_2 = 0,40 \text{ sec} ; \eta = 0,882 ; T_y = 0,48 \text{ sec} \dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \dots$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.8 (0.40 / 0.48)^{2/3} = 1.77$$

Alor :

$$D_x = 1.96$$

$$D_y = 1.77$$

IV.8 Calcul du poids de la structure W :

Le poids total de la structure W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque

niveau (i) : $W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi}$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de charge d'exploitation (Tableau 4.5 – R.P.A 99) $\rightarrow \beta=0.2$

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Les masses sont calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014 dans ce tableau :

Niveaux(m)	W étage (Kg)
1	685437.69
2	607189.92
3	606429.56
4	593430.98
5	602866.52
6	652606.70
7	611966.89
8	694293.59
$\sum W_i$	5054221.85

Tableau IV.2 : Poids de chaque étage.

IV.9 La disposition des voiles :

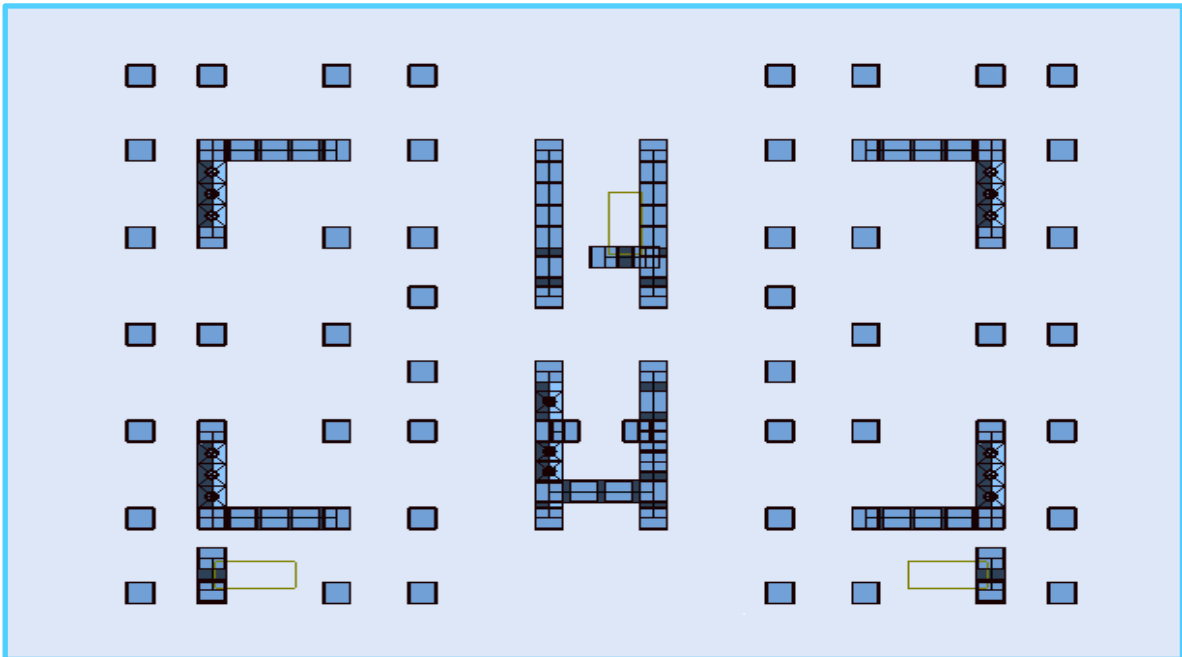


Figure IV.3 Position des voiles.

IV.10 Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.10.1 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure, ...etc.)

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

X_{GI}, Y_{GI} : coordonnées du centre de masses du niveau considéré

IV.10.2 Centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

◆ **Pour les voiles:** Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot x L^3}{12} \quad I_{yi} = \frac{L \cdot x b^3}{12}$$

IV.10.3 Calcul de l'excentricité :

Selon le **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités:

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

IV.10.4 L'excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

IV.10.5 Excentricité accidentelle :

D'après le *RPA99version 2003(formule 4.3.7)*, On a : $e_{acc} = 5\% \cdot L$ Avec :

$$e_{xa} = \max(5\%L_{x_{max}} ; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\%L_{y_{max}} ; e_{yt})$$

L_{imax} : variable pour tout le niveau.

Niveau	L_x	L_y	e_{xa}	e_{ya}
RDC	29.20	21.20	1.46	1.06
1	29.20	21.20	1.46	1.06
2	27.14	21.20	1.35	1.06
3	27.14	21.20	1.35	1.06
4	27.14	21.20	1.35	1.06
5	27.14	21.20	1.35	1.06
6	27.14	21.20	1.35	1.06
7	27.14	21.20	1.35	1.06

Tableau IV.3: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

IV.10.6 Caractéristiques de la structure :

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité: Sont obtenus par le logiciel *Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014* :

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _{xt}	e _{yt}
RDC	4.45	10.31	13.76	8.58	0.69	1.73
1	4.51	10.38	14.45	8.86	0.06	1.45
2	4.43	10.50	14.59	8.92	0.16	1.46
3	0.49	10.55	4.45	8.97	0.03	1.47
4	0.45	10.51	4.45	8.97	0.00	1.44
5	0.27	10.41	3.40	9.42	0.87	0.93
6	0.39	10.56	3.29	9.42	1.10	1.01
7	0.57	10.14	4.46	9.63	0.12	0.63

Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques de la structure.

IV.11 Interprétation des résultats :

IV.11.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80%% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_t > 80\% V$

➤ **Calcul La résultante de la force sismique totale :**

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

$G = 48191.98 \text{KN}$

$Q = 10678.15 \text{KN}$

$W = G + 0.2 \times Q = 48192.19 \text{KN}$

IV.11.1.1 La méthode statique équivalente :

La force sismique totale V :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc :

$$80\% \cdot V_{xst} = 3238.515.KN$$

$$80\% \cdot V_{yst} = 2924.577.KN$$

IV.11.1.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014 résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x,dyn} = 3438.33KN \text{ et } V_{y,dyn} = 3913.00KN$$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x,dyn} = 3438.33KN > 80\% V_{x,st} = 3238.515KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y,dyn} = 3913.00KN > 80\% V_{y,st} = 2924.577KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.12 Résultats de calcul (ROBOT) :

IV.12.1 Périodes et facteurs de participation modale :

IV.12.1 Nombre de modes à considérer :

D'après le *RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)*, 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 soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

b) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 7niveaux+1 de la dalle machine)

T_k : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} = 8.48 \Rightarrow K \geq 9 \text{ modes}$$

IV.12.2 Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 1**.
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 2**.
- **RZ <10 %** dans les **deux premier modes**.

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel *Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014*.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.98	0.50	67.53	00	Translation	67.53	7.69
2	2.40	0.42	67.53	67.73	Translation	0.00	67.72
3	2.73	0.37	69.07	67.74	Torsion	1.54	0.01
4	7.68	0.13	87.52	67.74	/	18.45	0.00
5	10.08	0.10	87.52	88.13	/	0.00	20.39
6	10.78	0.09	87.86	88.23	/	0.34	0.11
7	13.62	0.07	87.86	88.26	/	0.00	0.03
8	14.05	0.07	93.10	88.26	/	5.24	0.00
9	17.49	0.06	93.12	88.40	/	0.01	0.00
10	18.12	0.06	93.12	88.41	/	0.00	0.14
11	18.32	0.05	95.26	93.34		2.15	0.00
12	18.70	0.05	95.26	93.34		0.00	4.93

Tableau IV.5: Périodes et facteurs de participation modale.

À partir de ces résultats, on observe que :

- **UX = 67.53 > 60%** dans le premier mode.
- **UY = 67.72% > 60%** dans le deuxième mode.
- **RZ=0% < 10 %** dans les deux premier modes.
- La somme de **UX = 93.10% > 90%**
- La somme de **UY = 91.34% > 90%**

Donc toutes les conditions sont vérifiées.

IV.13 Vérification de la période :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A.4.2.4.4)**, La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 0.50$ sec

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulée par le RPA99 Version 2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

$$T_{\text{Modèle}} < 1.30 T_{\text{RPA}}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,50 \text{ sec} < 1,30 \times T = 1,3 \times 0,41 = 0,53 \text{ s} \text{ donc la condition est vérifiée .}$$

- ♦ Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X.
- ♦ Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y.
- ♦ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z.

✚ Modes : 01

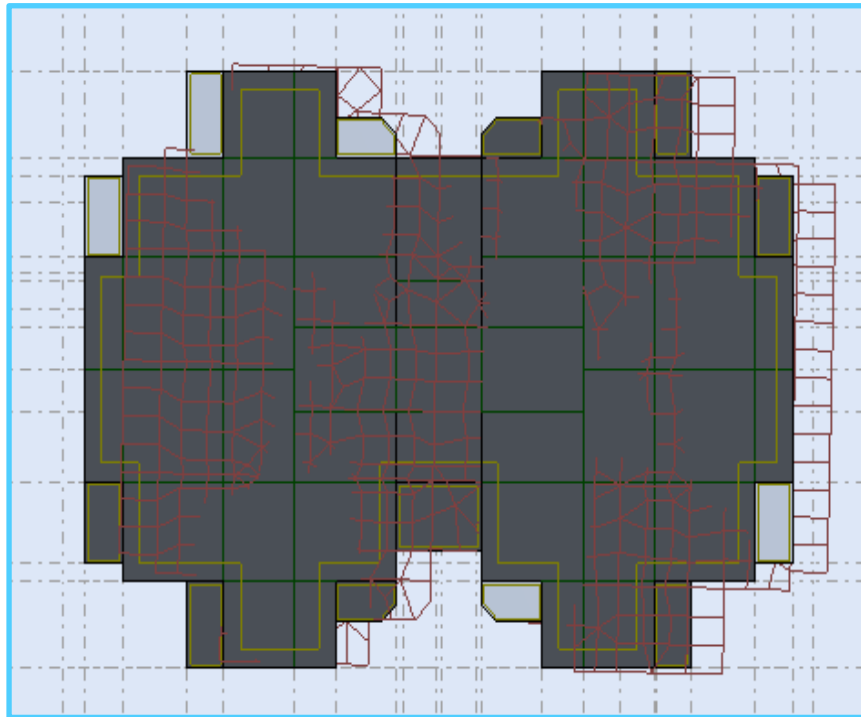


Figure IV.4: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y.

✚ Modes : 02

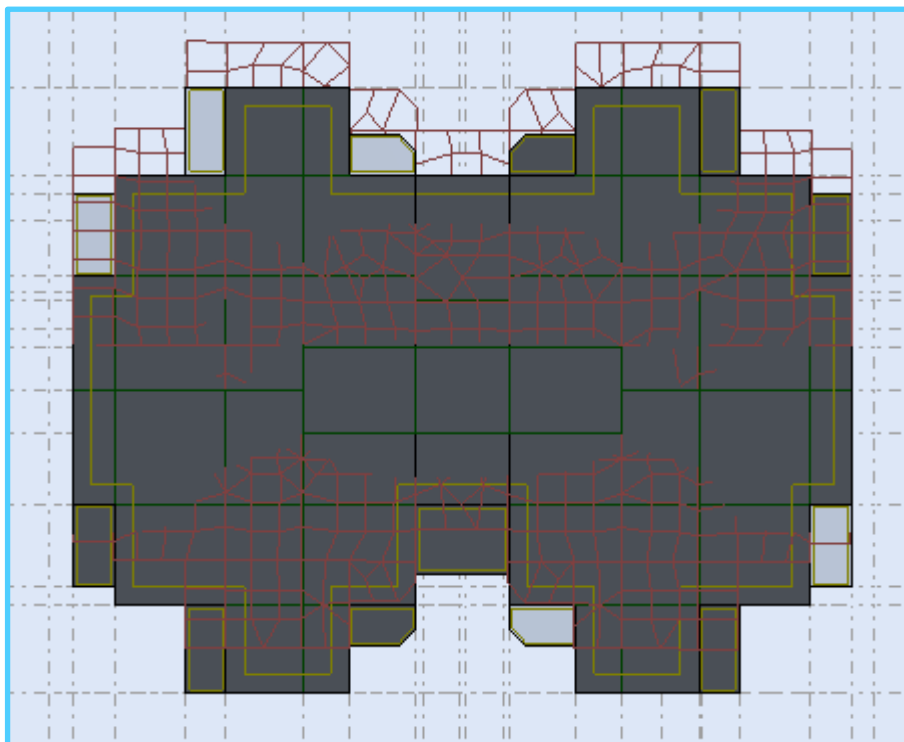


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y.

Modes : 03

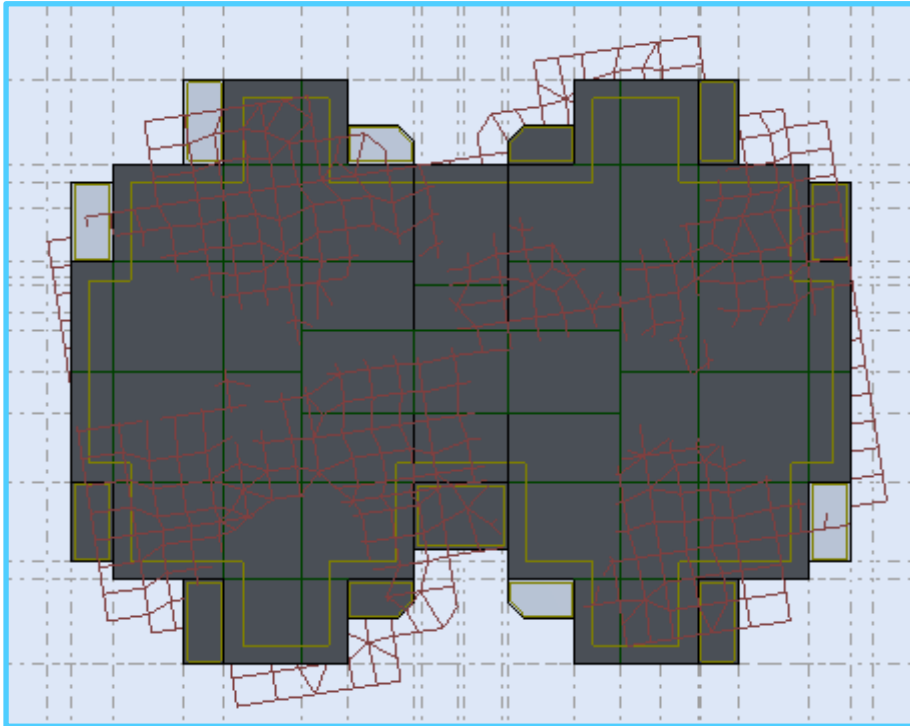


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse vue X-Y.

📍 Vue de déformation en 3D :

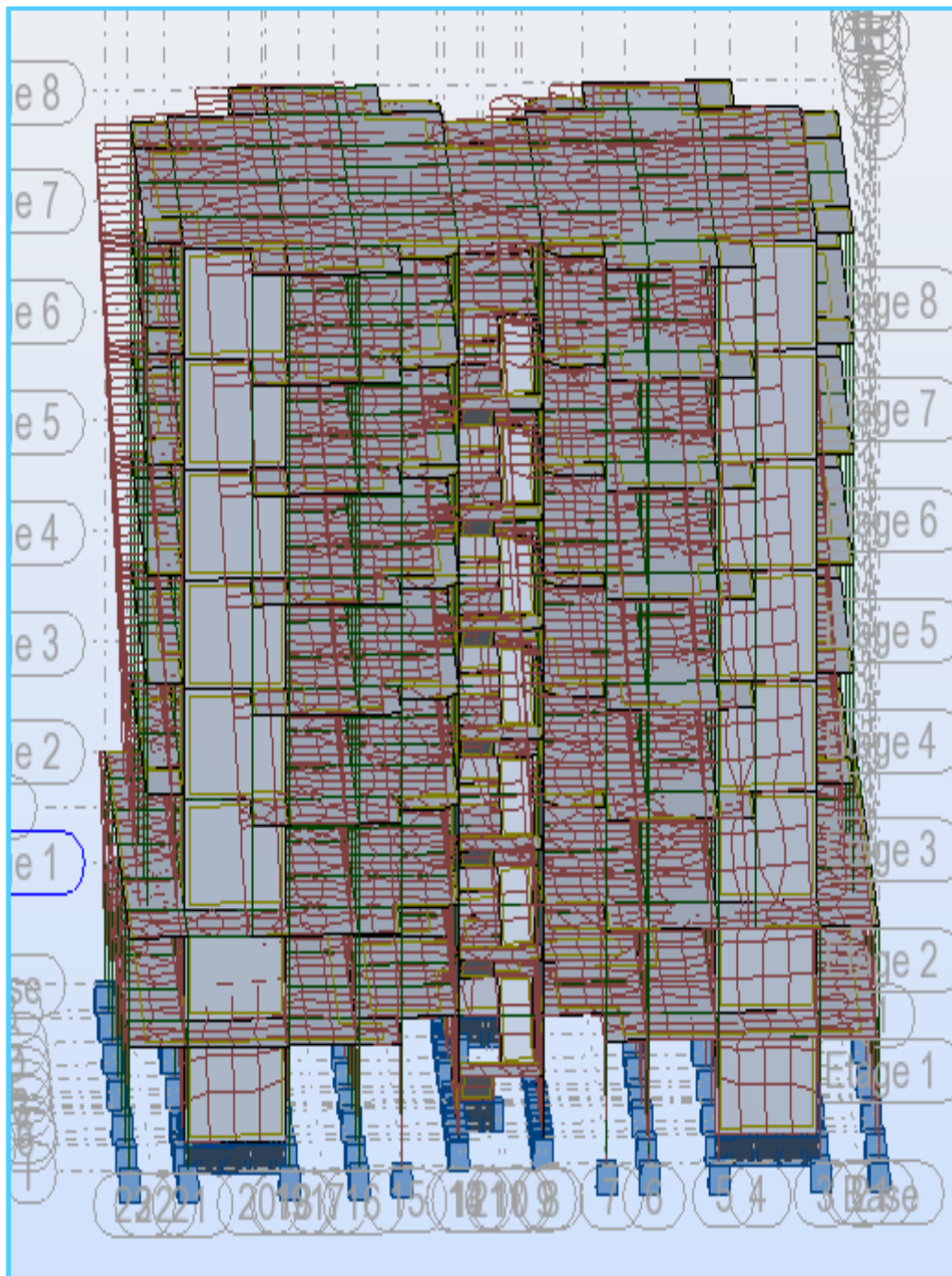


Figure IV.7 : 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D X-Y.

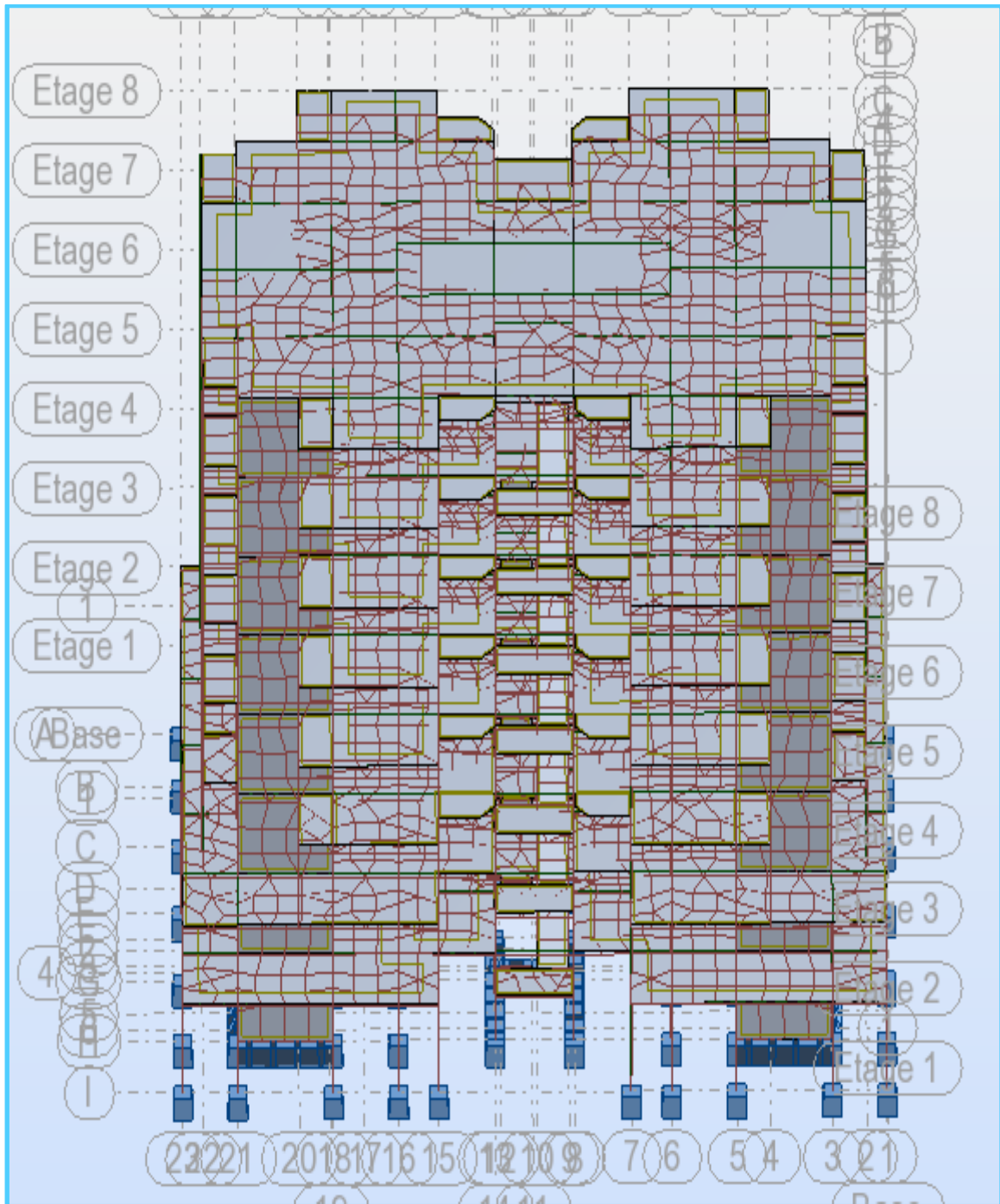


Figure IV.8 : 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue 3D X-Y.

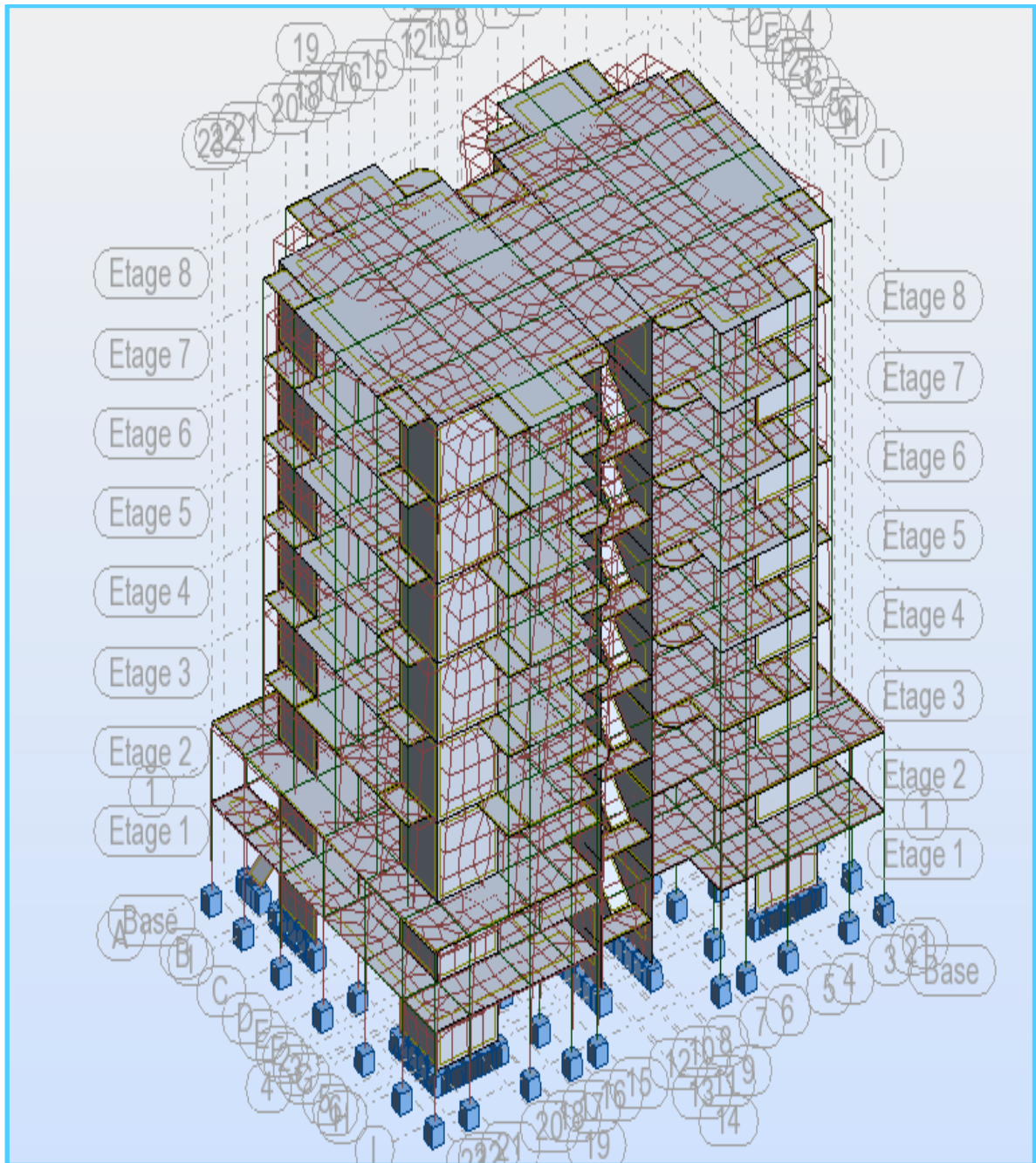


Figure IV.9 : 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :
3D.

IV.14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5)**, La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

Calcul V:

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i,

W_i : Poids propre de l'étage i ;

h_i : Hauteur de l'étage ;

V : Force sismique totale.

F_t : force concentrée au sommet de la structure

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$V_{x.dyn} = 2035.09 \text{ KN et } V_{y.dyn} = 2024.07 \text{ KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	W _i (KN)	h _i (m)	W _i x h _i	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)
1	6854.3769	3.40	23304.88146	119.894	136.506
2	6071.8992	6.46	39224.46883	194.935	222.338
3	6064.2956	9.52	57732.09411	269.856	307.524
4	5934.3098	12.58	74653.61728	348.952	364.898
5	6028.6652	15.64	94288.32373	359.146	410.503
6	6526.0670	18.70	122037.4529	392.014	449.813
7	6199.6689	21.76	134904.7953	327.422	377.933
8	6942.9359	24.82	172323.669	246.499	284.028
∑ W _i	5054221.85		718469.3026		

Tableau IV.6: de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

IV.15 : Distribution horizontale des forces sismiques tranchant au niveau de l'étage

D'après le RPA 99 Version 2003 Article (4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

V : Force sismique totale.

On a :

- F_t = 0
- $V_k = \sum_{i=k}^n F_i / V_{kx} = \sum_{i=k}^n F_{ix} / V_{ky} = \sum_{i=k}^n F_{iy}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_i (m)	F_{ix} (KN)	$F_{i,y}$ (KN)	$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)
1	3,06	119.894	136.506	3696.23	4208.38
2	6,12	194.935	307.524	3570.61	4072.54
3	9,18	269.856	307.524	3358.33	3827.11
4	12,24	348.952	364.898	3081.21	3511.80
5	15,3	359.146	410.503	2736.67	3128.00
6	18,36	392.014	449.813	2307.90	2648.18
7	21,42	327.422	377.933	1743.77	2012.78
8	24.48	246.499	284.028	1027.73	1184.20

Tableau IV.7 : Distribution horizontale des forces sismiques tranchant au niveau de l'étage.

IV.16 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

- **Déplacement horizontal :**

D'après le **RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3)**, le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec : δ_k : Déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est

égal :
$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ **Déplacement relatif admissible (toléré) :**

En effet, selon l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$ $\bar{\Delta} = 1\% h_e$ avec h_e : Hauteur d'étage.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent Ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	δ_{ek} (mm)		δ_k (mm)		Δ_k (mm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (mm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sensx	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	1.9	0.2	6.65	0.7	6.65	0.7	34.0	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
2	3.00	0.4	10.5	1.4	3.85	0.7	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
3	3.9	0.3	13.65	1.05	3.15	-0.35	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
4	4.4	0.5	15.4	1.75	1.75	0.7	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
5	4.7	0.5	16.45	3.5	1.05	1.75	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
6	4.7	0.7	16.45	2.45	0.00	-1.05	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
7	4.6	0.6	16.1	2.1	-0.35	-0.35	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$
8	4.2	0.5	14.7	3.5	-1.4	-1.4	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots \mathbf{CV}$

Tableau IV- 1: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».

Niveau	δ_{ek} (cm)		δ_k (cm)		Δ_k (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_c$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	0.00	1.3	0.00	4.55	0.00	4.55	34.0	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0.00	2.2	0.00	7.77	0.00	3.15	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	0.00	3.00	0.00	10.5	0.00	2.8	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	0.00	3.40	0.00	11.9	0.00	1.4	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	0.00	3.70	0.00	12.95	0.00	1.05	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
6	0.00	3.90	0.00	13.65	0.00	0.7	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
7	0.00	3.90	0.00	13.65	0.00	0.00	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
8	0.00	3.60	0.00	12.6	0.00	-1.05	30.6	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

Tableau IV- 9: Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».

IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

IV.17.1 Définition :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

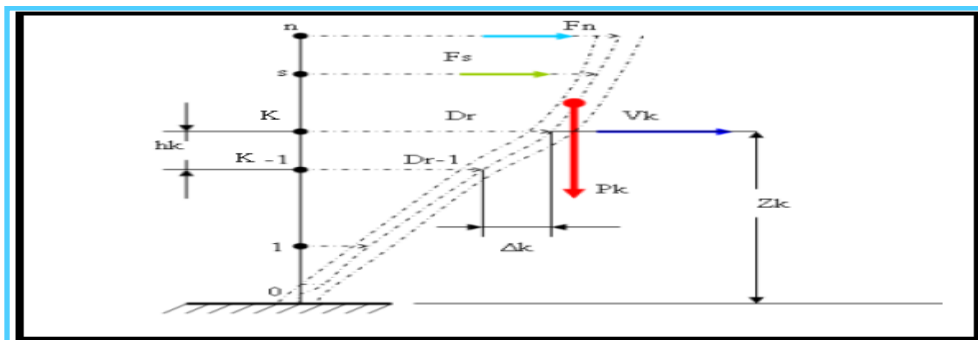


Figure IV- 1: Effet P- Δ .

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » :

$$P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n ;$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

- - Si : $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	$V_{.kx}$ (KN)	h_k (cm)	θ_k
1	6854.3769	6.65	3696.23	340	0.03
2	6071.8992	3.85	3570.61	306	0.02
3	6064.2956	3.15	3358.33	306	0.01
4	5934.3098	1.75	3081.21	306	0.01
5	6028.6652	1.05	2736.67	306	0.007
6	6526.0670	0	2307.90	306	0
7	6119.6689	-0.35	1743.77	306	-0.004
8	6942.9356	-1.4	1027.73	306	-0.03

Tableau IV- 2: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex).

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.ky} (\text{KN})$	$h_k (\text{cm})$	θ_k
1	6854.3769	4.55	4208.38	340	0.02
2	6071.8992	3.15	4072.54	306	0.01
3	6064.2956	2.8	3872.11	306	0.01
4	5934.3098	1.4	3511.80	306	0.00
5	6028.6652	1.05	3128.00	306	0.00
6	6526.0670	0.7	2648.18	306	0.00
7	6119.6689	0	2012.78	306	0.00
8	6942.9356	-1.05	1184.20	306	-0.02

Tableau IV- 3: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey).

On remarque que $\theta_k \leq 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

IV.18 Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

Moment résistant :

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{\text{rés}.x} = 737916.39 \text{KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{rés.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{rés.y} = 535747.51 \text{ KN.m}$$

Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

Niveau	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)	M _{renvx} (KN.m)	M _{renvy} (KN.m)
1	3.40	119.894	136.506	407.639	464.120
2	6.46	194.935	307.524	1259.280	1986.605
3	9.52	269.856	307.524	2569.029	2927.628
4	12.58	348.952	364.898	4389.816	4590.416
5	15.64	359.146	410.503	5617.043	6420.266
6	18.7	392.014	449.813	7330.661	8411.503
7	21.76	327.422	377.933	7124.702	8223.822
8	24.82	246.499	284.028	6118.105	7049.574
Total $M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$				32816.275	40073.934

Tableau IV- 4: Moments de renversement M_{renvx} et M_{renvy} .

Sens x-x:

$$\frac{M_{rés.x}}{M_{renv}} = \frac{737916.39}{32816.275} = 22.48 \phi 1.50 \dots CV$$

Sens y-y:

$$\frac{M_{rés.y}}{M_{renv}} = \frac{535747.51}{40073.934} = 13.36 \phi 1.50 \dots CV$$

IV.19 : Conclusion:

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences, selon le RPA99/2003 à savoir :

- la vérification de la période ;
- la vérification de la résultante des forces sismiques ;
- Calcul des déplacements.
- justification vis-à-vis les déformations et effet (P- Δ) ;
- Vérification au renversement ;

Suivant **les vérifications imposées par le Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003)** et d'après les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique. Ce qui nous permet de passer au calcul des éléments structure aux et de conclure ce chapitre.

CHAPITRE V

Étude des Éléments Principaux

Chapitre V :

Etude des éléments principaux

V.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée

V.2. Etude des poteaux :

V.2. 1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

V. 2.2. Aspect réglementaire :

✚ Les combinaisons accidentelles :

Suivant le **RPA** :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

✓ E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

✚ Les combinaisons fondamentales :

Suivant le **BAEL** :

✓ E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

✓ E.L.S : $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

Armatures longitudinales : [93]

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

* Armatures minimales : 0.8% en zone II ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone II ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Armatures transversales : [94]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

$-V_u$: effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux

-dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15\text{cm}) \text{ En zone II}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.2.3. Les sollicitations

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	1635.52	1201,23	1182,41
	M_{Ycor} [KN.m]	3,47	18,59	3,04
	M_{Zcor} [KN.m]	2,20	12,32	1,20
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	90,20	125,14	96,70
	M_{Ycor} [KN.m]	30,76	31,64	22,49
	N_{cor} [KN]	90,20	37,03	89.50
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	68,42	58,64	49,91
	M_{Zcor} [KN.m]	23,04	65,34	42,69
	N_{cor} [KN]	23,04	08,88	40,20
Cas 4	N_{min} [KN]	39,72	3,69	7,80
	M_{Zcor} [KN.m]	5,59	45,81	18,50
	M_{Ycor} [KN.m]	29,17	12,16	30,20

Tableau V.1 : Sollicitations des poteaux.

V.2.4. Exemple de calcul :

✚ V.2.4.1 Poteau (45*45)

➤ Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

✚ **1^{er} cas: 1,35G+1,5Q**

- $N_{max} = 1635.52 \text{ KN};$
- $M_{corr} = 3.47 \text{ KN.m};$
- $M_{ser} = 2.20 \text{ KN.m}$

➤ Calcul de L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{3.47}{1635.52} = 0.002 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{340}{250} \right) = \max(2, 1.36)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{3.47}{1.5 \times 2.20} \right)$$

$$\alpha = 0.30;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,40)^2}{10000 \times 0,45} (2 + 0,30 \times 2)$$

$$e_2 = 0,036$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = \mathbf{0,058m}$$

* Calcul de coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1635,52 \times 10^3}{450 \times 450 \times 14,2} = 0,56$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

➤ Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,59}}{17,54} = 0,139$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,139 \times 0,45 = 0,059$$

$$e = 0,058m \pi e_{Nc} = 0,059m \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e \pi e_{Nc}$ Section entièrement comprimée

$$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,45 + 0,45) \times 2] = \mathbf{7,20 \text{ cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{45 \times 45}{1000}; 45 \times 45 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 2,025\text{cm}^2; 10,63\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 10,63\text{cm}^2$$

Suivant le RPA :

✚ **Armatures maximales :**

**en zone courante :

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

**en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

✚ Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.8\% \times (b \cdot h) = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_s \geq A_{s\min} = 16.20 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_s = 12 \text{ HA } 14 = 18.47 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

✚ Contrainte maximale de compression de béton:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.003 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 45 \times 45 + 15 \times 18.47 \Rightarrow S = 2302.05 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -1.38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 243342.20 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 5.79 \text{ MPa} \quad \pi \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 5.55 \text{ MPa} \quad \pi \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 5.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

✚ **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 89.30 MPa$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 89.29 MPa$$

$$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 89.30 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.66 MPa \dots\dots\dots cv$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{238}{45} = 5,28 \phi 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g \phi 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40cm; b+10cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(21; 40cm; 55cm)$$

$$t \leq 18cm \Rightarrow t = 15cm$$

– Suivant le RPA :

✓ **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(14; 15cm)$$

$$t \leq 14cm \Rightarrow t = 12cm$$

✓ **Zone courante:**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 21cm \Rightarrow t' = 15cm$$

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

- Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 83,28 \times 0,1}{45 \times 400} \times 10^{-2} = 0,012 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{340}{40} = 7,5$$

On a : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \phi A_{t,\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$.

V.2.4.1.1 Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :

CAS	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Choix	A _{adopté}	Longueur de Rec (cm)
CAS1	7.2	16.20	12HA14	18.47	HA14 : (50 cm)
CAS2	6.70	16.20	12HA14	18.47	HA14 : (50 cm)
CAS3	5.56	16.20	12HA14	18.47	HA14 : (50 cm)
CAS4	4.98	16.20	12HA14	18.47	HA14 : (50 cm)

Tableau V.2 : Calcul et choix des sections d'armatures.

- Vérification à l'ELS :

Cas	N ser	M ser	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1	1182.41	2.20	05.79	15	89.30	201.66
2	89.50	90.20	04.20	15	21.20	201.66
3	40.20	23.04	05.30	15	57.20	201.66
4	30.40	5.59	04.90	15	33.10	201.66

Tableau V.3: Vérification des contraintes.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{83.28}{0.45 \times 0.40.5} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1182.41}{1600 \times 25} = 0.29 \leq 0.30$$

V.2.4.1.2 Schéma de ferrailage :

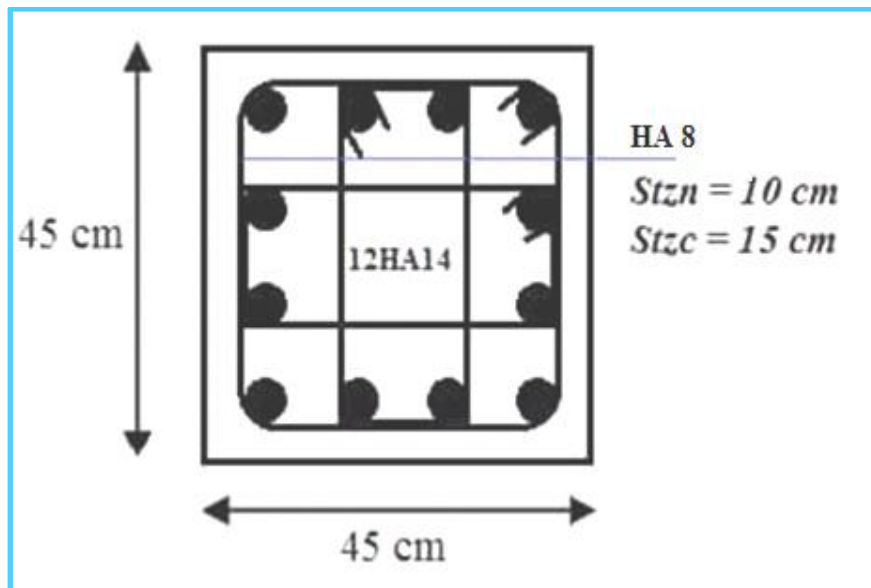


Figure V.1 : Schéma de ferrailage de poteau 45x45.

V.2.4.2 Poteau (30*40) :

e_1	e_a	α	e_2	e	Ψ_1	ζ	e_{Nc}	A_s	Choix
0.002	0.02	0.30	0.037	0.059	0.71	0.132	0.052	6.3	08HA14

Tableau V.4: Résultats de ferrailage de poteau (40*30).

S	X_G	I	σ_{sup}	σ_{inf}
1369.65	-1.28	25400.30	6.59	6.20

Tableau V.5: Vérification Contrainte maximale de compression de béton.

V_1	V_2	σ_s^1	σ_s^2
83	83	89.30	89.29

Tableau V.6: Vérification Contrainte maximale de traction de béton.

➤ **Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :**

CAS	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	6.3	09.60	08HA14	12.32	HA14: (50 cm)
CAS2	5.90	08.80	08HA14	12.32	HA14 : (50 cm)
CAS3	4.90	07.70	08HA14	12.32	HA14 : (50 cm)
CAS4	05.01	05.45	08HA14	12.32	HA14 : (50 cm)

Tableau V.7 : Calcul et choix des sections d'armatures.

➤ **Vérification à l'ELS :**

Cas	N_{ser}	M_{ser}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1	1182.41	2.20	6.59	15	89.30	201.66
2	89.50	90.20	03.97	15	20.60	201.66
3	40.20	23.40	04.90	15	56.20	201.66
4	30.40	05.89	04.50	15	40.12	201.66

Tableau V.8 : Vérification des contraintes.

v	τ_u	$\bar{\tau}_U$	vérifié
0.28	0.69	3	CV

Tableau V.9: Vérification de l'effort tranchant.

V.2.4. 2.1 Schéma de ferrailage

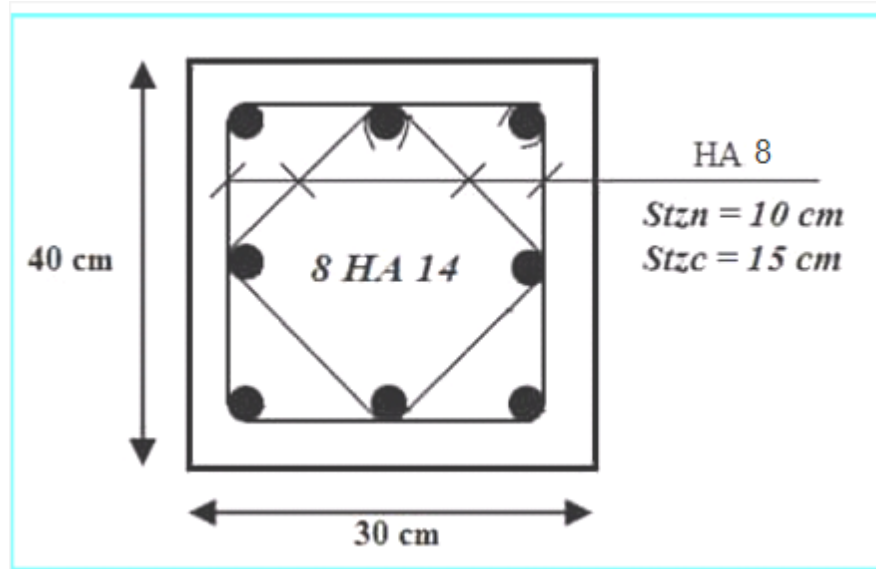


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau 30×40.

V .3. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Auto desk Robot Structural Analyse 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy : G + Q \mp Ey ;$$

$$-0.8GEx : 0,8G \mp Ex ;$$

$$-0.8GEy : 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×35) ;
- ✓ Poutres secondaires (30× 30).

V .3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

✚ Armatures longitudinales : [90]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{rmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa .

✚ Armatures transversales :[91]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{min})$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

Φ_1 : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une

Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers

Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues. [92]}$$

V .3.2. Sollicitations de calculs :

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	M_{max} [kN.m]	26.01	12.27	32.45	17.22
	ELS	M_{max} [kN.m]	18.85	8.77	23.32	12.36
	Accidentelle	M_{max} [KN.m]	45.01	33.28	35.66	13.42
		Effort tranchant T [kN]	22.20		65.99	
Terrasse	ELU	M_{max} [kN.m]	52.99	39.61	16.97	9.96
	ELS	M_{max} [kN.m]	38.80	29.00	12.44	7.30
	Accidentelle	M_{max} [KN.m]	55.86	29.06	21.61	7.86
		Effort tranchant T [kN]	47.61		23.09	

Tableau V.10 : Sollicitations des poutres.

V.3. 3. Exemple de calcul :

• **Armatures longitudinales :**

✓ Suivant le **RPA** :

-Poutres principales : $A'_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires : $A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.50 \text{ m}^2$

✓ Suivant le **BAEL** :

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 35 \times 31.5 = 1.14 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.97 \text{ cm}^2$$

✚ **En travée:**

✓ **ELU**

$$M_{u,t} = 39.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39.61 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (31.5)^2} = 0.120$$

$$\mu = 0.120 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.122$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.951$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39.61 \times 10^3}{348 \times 0.951 \times 31.5} = 3.20 \text{ cm}^2$$

✓ **ELA :**

$$M_{acc,t} = 29.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29.06 \times 10^3}{18.47 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.052$$

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.066$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29.06 \times 10^3}{348 \times 0.973 \times 31.5} = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

✚ **Sur appuis :**

✓ **ELU**

$$M_{u,t} = 52.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{52.99 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.125$$

$$\mu = 0.125 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.167$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.933$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{52.99 \times 10^3}{348 \times 0.933 \times 31.5} = 5.18 \text{ cm}^2$$

✓ *ELA*

$$M_{acc.t} = 55.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55.86 \times 10^3}{18.47 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.133$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.946$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55.86 \times 10^3}{348 \times 0.929 \times 31.5} = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 5.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_t = 5.38 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte : } A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

✓ *ELS*

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M _u	M _{ser}	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.122	39.61	29.00	1.36	0.430	CV
Appui	0.167	52.99	38.80	1.36	0.430	CV

Tableau V.11 : Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(47.61 + \frac{52.77}{28.35} \right) = 0.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{47.61}{35 \times 31.5} = 0.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t :

✚ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

✚ **L'espace des armatures transversales :**

**** Zone nodale :** $\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1 \right) = 8.75 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 8.75 \text{ cm}$

**** Zone courante :** $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow \delta_t = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 17.5 \text{ cm}$

Donc :

- $\delta_t = 20\text{cm}$ en zone courante
- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

- **Vérification des armatures transversales :**

** Zone nodale : $A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.9\text{cm}^2$

** Zone courante : $A_{t\min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 20 = 1.8\text{cm}^2$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40\phi$ en Zone II

$\phi = 10\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1 = 40\text{ cm}$ on adopte $L_r = 45\text{cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{ cm}$ on adopte $L_r = 65\text{ cm}$

Remarque : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage sont les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif :

➤ ELU :

Type des poutres		A_{\min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]		Barres choisies		A_{cor} [cm ²]		L_r cm
		BAEL	RPA	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	1.14	5.25	2.72	1.15	5HA12	5HA12	5.65	5.65	65
	Appui	1.14	5.25	3.20	5.38	5HA12	5HA12	5.65	5.65	45
Poutres secondaires	Travée	0.97	4.50	0.919	1.6	5HA12	5HA12	5.65	5.65	65
	Appui	0.97	4.50	1.65	3.08	5HA12	5HA12	5.65	5.65	65

Tableau V.12 : Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		α		M_u		M_{ser}		$\bar{\alpha}$		Condition
		Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	Terrasse	Etage	
Poutres principales	Travée	0.122	0.036	39.61	12.27	29.00	08.77	0.430	0.430	CV
	Appui	0.167	0.078	52.99	26.01	38.80	18.85	0.430	0.430	CV
Poutres secondaires	Travée	0.029	0.051	9.96	17.22	7.30	12.36	0.430	0.430	CV
	Appui	0.051	0.098	16.97	32.45	12.44	23.32	0.430	0.430	CV

Tableau V.13 : Récapitulatif de vérification à ELS.

V.3.4. Schéma de ferrailage structure (Terrasse & Etage):

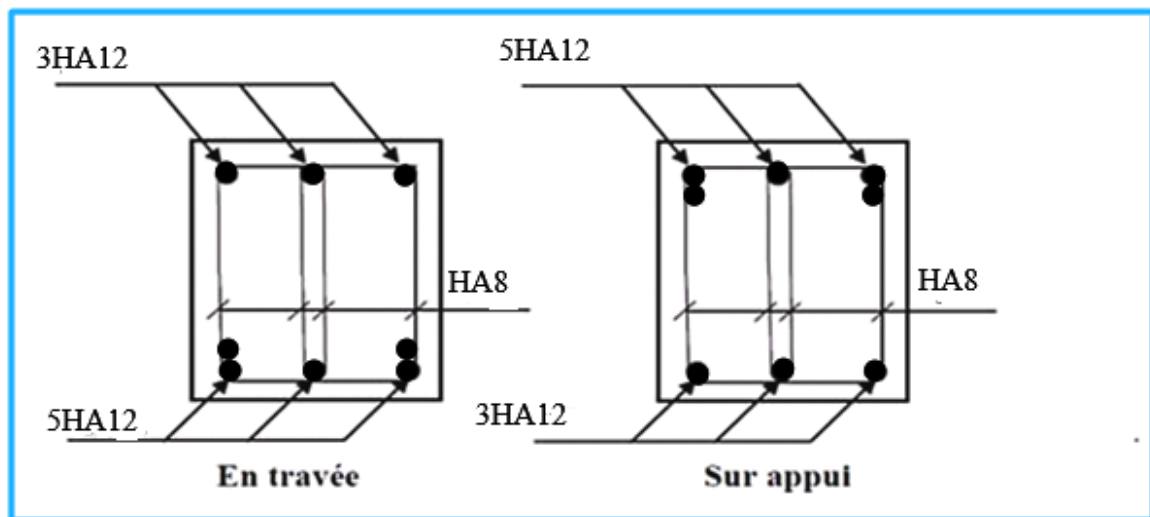


Figure V.3: Ferrailage de poutre secondaire.

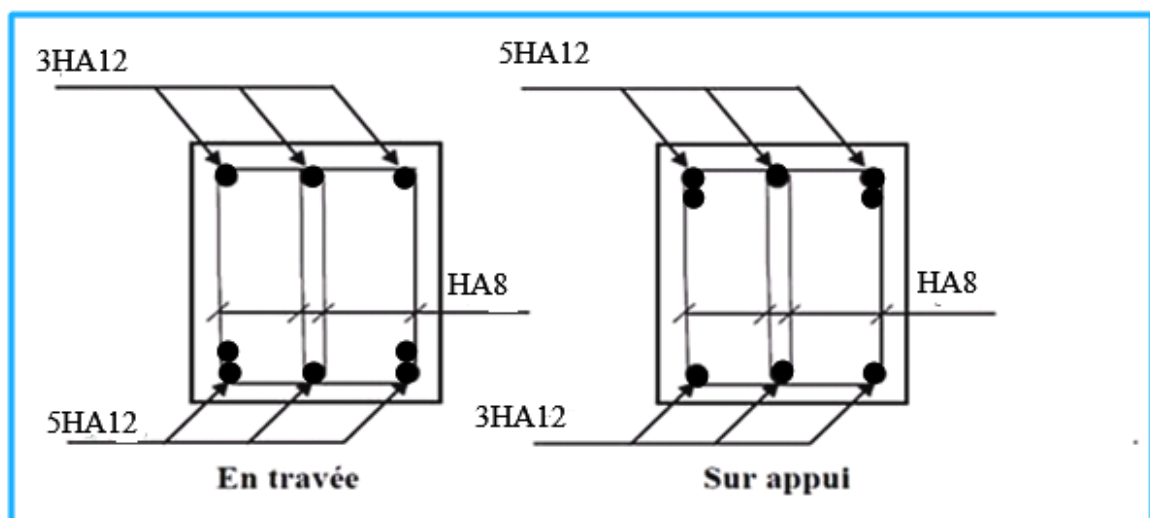


Figure V.4 : Ferrailage de poutre principale.

V.4. Les voiles :

V.4.1.Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2.Recommandation du RPA99/2003 :

a. Armatures verticales : [98]

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times I_t \times e$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue ; e : Épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales : [99]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales :

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.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = l \cdot V / f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) : [100]

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)


$A_{\min} = 0.15\%(b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min} = 0.10\%(b \times h)$ → En zone courante.

 **L'espacement :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

 **Longueurs de recouvrement :**

- 40Ø: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;
- 20Ø: Pour les barres situées dans.

V.4. 3.Les sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- o **Cas 1** : N min – M correspondant
- o **Cas 2** : N max – M correspondant
- o **Cas 3** : M max – N correspondant

Dans ce cas en va prendre sauf les sollicitations maximales pour le calcul, en va faire les calculs sure quatre types des voiles et les autres en prendre la symétrie.

Les voiles	Sens	Langueur	ELU		EAC		V (KN)
			N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	
V1	Y-Y	3.50	74.97	1914.73	2490.58	986.15	114.35
V2	X-X	3.85	59.65	2068.66	2306.77	1693.10	79.13
V3	X-X	3.25	205.35	1780.74	2627.49	1203.13	14.29
V4	Y-Y	5.90	55.45	1690.13	875.330	2487.25	198.47

Tableau .V.14 : Sollicitations maximales de calcul des voiles.

V.4. 4.Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)

Type de voile 01 : L= 3.50m

Détermination des sollicitations :

➤ **ELU :**

$$M = 74.97 \text{ KN.m}$$

$$N = 1914.73 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.20 \times 3.5^3}{12} = 0.71 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.20 \times 3.6 = 0.70 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{e}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.1 \text{ m}$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

ν : La position de l'axe neutre.

✚ Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times \nu$$

$$\sigma_1 = 2745.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2724.76 \text{ KN/m}^2$$

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0$ → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 350 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times a \times L = 0.002 \times 20 \times 350 = 14 \text{ cm}$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right) = 1.78$$

On adopte : **d=1.5m**

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.50 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 20 \times 350 = 7.00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_S = 6\text{HA}14$

➤ **ELA :**

$$M = 986.15 \text{ KN.m}$$

$$N = 2490.58 \text{ KN}$$

✚ Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 6023.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1127.32 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L_c :

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.94 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 3.6 - 2.94 = 0.56 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left(\frac{3.5}{2}, \frac{2 \times 2.94}{3} \right) = 1.70 \text{ m}$$

soit : $d = 1.70 \text{ m}$

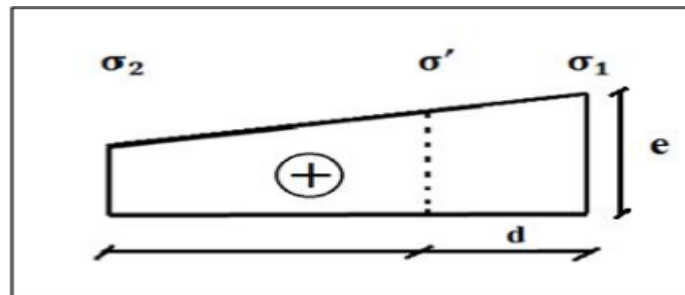


Figure V. 5 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

$L < d \Rightarrow$ on utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferrailage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 1127.32 \times 0.20 \times 0.56 = 126.25 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 3.15 \text{ cm}^2$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$L_t = 56 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 20 \times 56 = 2.24 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max (A_s ; A_{\min}) = \max(3.15 ; 2.24)$

$$A_s = 3.15 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_s \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 350 = 10.50 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t = 3.50 - 2 \times 0.56 = 2.38 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 20 \times 238 = 4.76 \text{ cm}^2$$

✚ Zone courante :

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 350 - (2 \times 35) = 280 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2/S_t = 288/20 = 14$$

On prend : $N (\text{espacements}) = 14$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 14 + 1 = 15$$

✚ Zone d'about :

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 35 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t = 3.5$$

On prend : $N (\text{espacements}) = 4$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 4 + 1 = 5$$

✓ Le diamètre :

$$\emptyset \leq a/10 = 20 \text{ mm}$$

On adopte : $HA = 14 \text{ mm}$

✓ Zone courante :

$$A_s = 15 HA 14 = 23.09 \text{ cm}^2$$

La zone d'about :

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

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 9.24 + 23.09 = 41.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 38.49 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 10.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5MPa}$$

Avec :

$$\tau = 1.2 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : $S_t = 30\text{cm}$

$A_t \geq 1.46 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures**

On adopte : $= 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

✚ **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 30 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

✚ **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$A_{t.min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 1.9 \text{ cm}^2$

	σ_1	σ_2	d	Zone		Choix		Escapement	
				<i>courante</i>	<i>about</i>	<i>courante</i>	<i>about</i>	<i>courante</i>	<i>about</i>
V2	3174.02	2817.58	1.80	17	5	17HA14	6HA14	20	10
V3	2439.29	2186.00	1.60	14	5	14HA14	6HA14	20	10
V4	1398.60	874.97	2.90	25	7	25HA14	6HA14	20	10

Tableau .V.15 : Résultats de ferrailage verticaux des voiles.

	T	A_t	Choix	S_t
V2	0.12	0.18	4HA8	30
V3	0.05	0.11	4HA8	30
V4	2.04	1.98	4HA8	30

Tableau .V.16 : Résultats de ferrailage horizontal à l'effort tranchant des voiles.

V.4.5. Schéma de ferrailage :

En prendre le ferrailage des voiles dans cette structure avec la symétrie dans les deux sens (X-X et Y-Y).

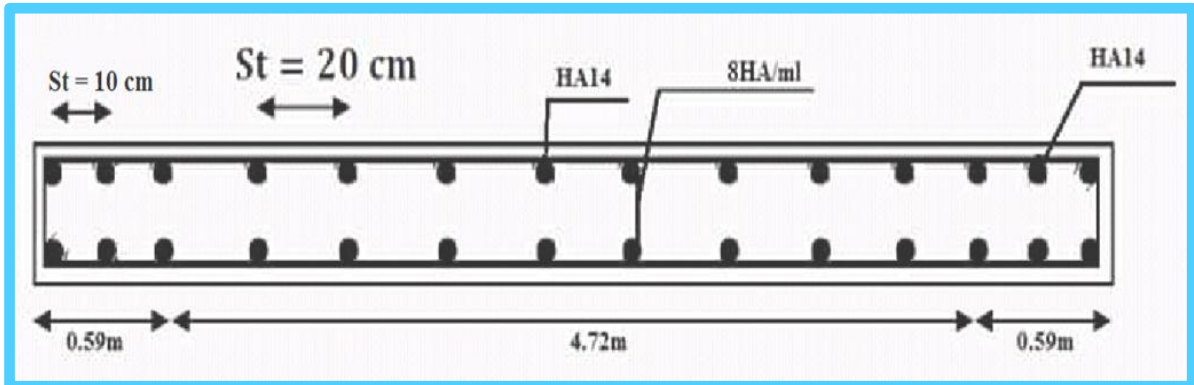


Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile04.

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analyses Professional) ainsi que le ferrailage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 Version 2003 sont souvent important pour favorisent la sécurité et l'économie.

CHAPITRE VI

**Étude de
L'infrastructure**

Chapitre VI:

Etude de l'Infrastructure

VI.1.Introduction:

La fondation d'une construction est constituée par des parties de l'ouvrage qui est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact avec le terrain d'assise. Elle supporte les charges transmises par la superstructure, à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques de façon à assurer sa stabilité elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux, fondations profondes par exemple) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2 Les Fondations :

VI.2.1 Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La dimension des trames.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VII .2.2 Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- ✚ Selon le BAEL91 :
 - 1,35G+1,5Q (Ferrailage des semelles)
 - G + Q (Vérification de la contrainte du sol).
- ✚ Selon le RPA99 version 2003 : Article (10.1.4.1)
 - G + Q+E
 - 0,8G ± E

VI.2.3 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification. On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

Est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

• Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de 2,50 bars.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondations ;

$\overline{\sigma_s}$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$N_{\max} = 1182.41 \text{KN}$ (Robot)

- La surface totale des semelles est donné par :

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{1182.41}{250} = 4.72 \text{ m}^2$$

S : Surface totale (nécessaire) des semelles = 4.72 m²

$$S_{\text{isolé}} = S \times N = 4.72 \times 18 = 84.96 \text{ m}^2$$

S₀ : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 619.04m²

- **Verification:**

- $S / S_0 = 84.96 / 619.04 = 13.72\%$
- $S / S_0 = 13.72\% < 50\%$

VI.3. Calcul des semelles :

VI.3.1 Calcul de la semelle isolée :

- **V.3.1.1 Sous poteau (45*45) :**

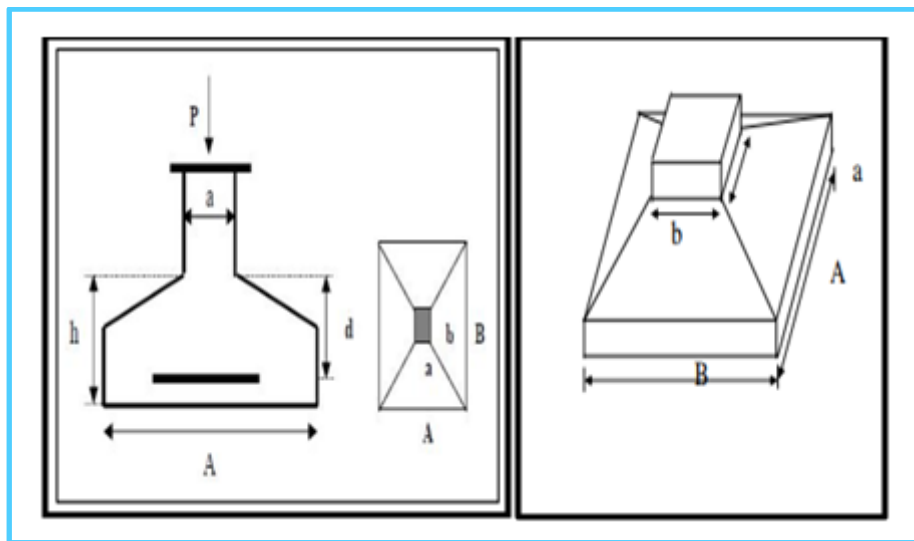


Figure VI.1 : Semelle isolé.

- **Condition d'homogénéité :**

$$a = 45 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} \pi \sigma_{sol}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1182.41}{250}}$$

$$B \geq 2.17m$$

$$B = A = 2.20m$$

Donc finalement on choisie une semelle de (2.20m×2.20m)

• **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 2.20 - 0.45 \geq d \geq \frac{2.20 - 0.45}{4}$$

$$1.75 \geq d \geq 0.43$$

On adopte : **d = 60cm**

D'ou : h = d+5 cm → h = 65 cm

• **Vérification des conditions de stabilité :**

- N_{ser}=1182.41 KN;
- M_{ser}=9.81 KN.m
- N_u=1499.36 KN;
- M_u=10.05 KN.m

Selon le **BAEL** on a :

$$e_0 = \max [e_{0,u} ; e_{0,s}]$$

$$e_{0,s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{9.81}{1182.41} = 0.00820m$$

$$e_{0,u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.05}{1499.36} = 0.0067m$$

$$e_0 = 0.0082m \leq \frac{A}{6} = \frac{2.20}{6} = 0.36 \dots \dots \dots cv$$

$$e_0 = 0.0067m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.20}{4} = 0.55 \dots \dots \dots cv$$

• **Vérification des conditions de rigidité :**

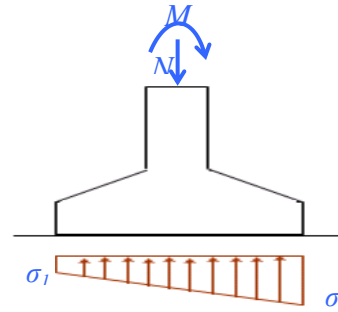


Figure VI.2 : Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 192.90 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 185.46 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 191.04 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 197.04 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **V.3.1.1.1 Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.65 \times (2.2) \times (2.2) \times 25 = 78.65 \text{ KN}$$

– **Poids de remblai :**

$$P_r = 18 (2.2 \times 2.2 - 0.45 \times 0.45) (2 - 0.65)$$

$$P_r = 112.69 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 1182.41 + 78.65 + 112.69 = 1373.75 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1499.36 + 1.35 (78.65 + 112.69) = 1757.66 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• **Sens (X-X) – (Y-Y):**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 1194.04 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1194.04(2.2-0.45)}{8 \times 60 \times 348} = \mathbf{12.50cm^2}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \mathbf{12.50cm^2}.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = \mathbf{2.90 cm^2}.$$

$$A = \max \{ A_{min} ; A_u \} = \mathbf{12.50 cm^2}$$

On adopte : $A_s = 9HA14 = \mathbf{13.85 cm^2}$

Soit : $S_t = \mathbf{25cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots \dots \dots cv.$$

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$e \geq \text{Max} \{ 15cm ; 6\phi + 6 \} \quad ; \quad \phi : \text{diamètre des armatures.}$$

$$e \geq \text{Max} \{ 15cm ; 6\phi + 6 \} = 15cm$$

On prendra : $e = 15cm$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\Phi = 48cm$$

$B/8 \leq 56 cm \leq B/4$; $31.5cm \leq 48cm \leq 62.5cm \rightarrow$ Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

- **Vérification du non poinçonnement de la semelle :**

Une vérification locale concernant le non-poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble.

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de l'ensemble, sous l'action des forces localisées, il ya lieu de vérifier la résistance au poinçonnement.

Pour vérifier le non-poinçonnement le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c . h_r . f_{c28}$$

Avec

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen de l'ensemble.

H : Épaisseur de la semelle.

$$\begin{cases} a_1 = a + h = 2.2 + 0.65 = 2.85\text{m} \\ b_1 = b + h = 2.2 + 0.65 = 2.85\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = a + 2h = 2.2 + (2 \times 0.65) = 3.5\text{m} \\ b_2 = b + 2h = 2.2 + (2 \times 0.65) = 3.5\text{m} \end{cases}$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(2.85 + 2.85) = 11.4\text{m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = 326894.80\text{KN}$$

$$P_u' = -326894.80 \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 5557500\text{KN}$$

V.3.1.1.2 Schéma de ferrailage :

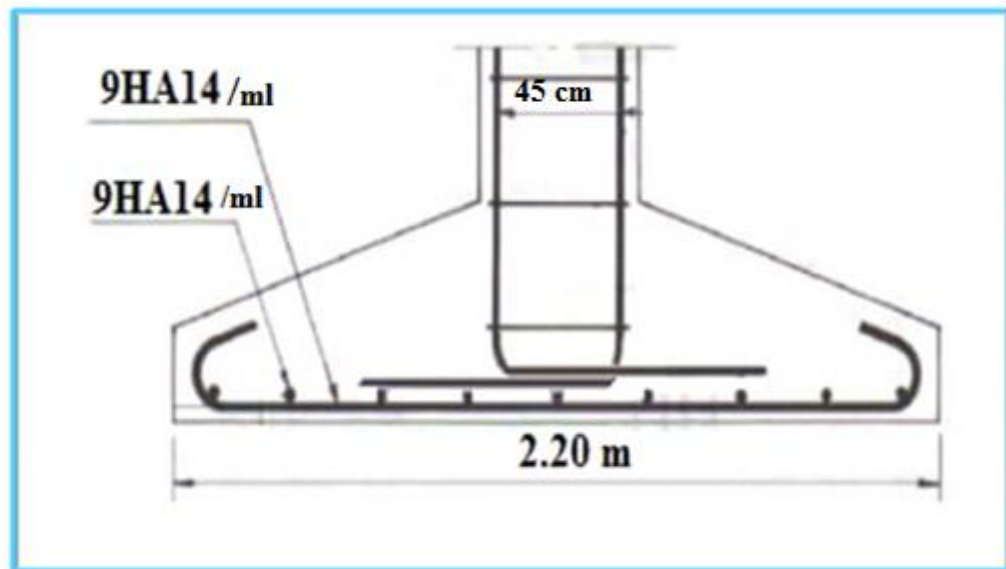


Figure VI.3 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (45*45).

✚ V.3.1.2 Sous poteau (30*40) :

- Condition d'homogénéité :

$$a = 30\text{ cm}, b = 40\text{cm}$$

$$A/B = a/b = 0.75$$

$$-A = 0.75B$$

$$-a = 0.75b$$

On a :

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

$$\sigma_{sol} \pi \sigma_{sol}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{0.75B \times B}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{604.31}{250 \times 0.75}}$$

$$B \geq 1.74m$$

$$B = 1.80m$$

$$A = 0.75B = 0.75 (1.80) = 1.35$$

Donc finalement on choisie une semelle de **(1.35m×1.80m)**

- **Détermination de "d" et "ht" :**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1.80 - 0.40 \geq d \geq \frac{1.35 - 0.30}{4}$$

$$1.40 \geq d \geq 0.26$$

On adopte : **d = 30cm**

D'ou : h = d+5 cm → h = 35 cm

- **Vérification des conditions de stabilité :**

- $N_{ser} = 604.31$ KN;

- $M_{ser} = 2.47$ KN.m

- $N_u = 904.42$ KN;

- $M_u = 3.41$ KN.m

Selon le **BAEL** on a :

$$e_0 = \max [e_{0,u} ; e_{0,s}]$$

$$e_{0,s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2.47}{604.31} = 0.0040m$$

$$e_{0.u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{3.41}{904.42} = 0.0037m$$

$$e_0 = 0.0040m \leq \frac{A}{6} = \frac{1.35}{6} = 0.22 \dots\dots\dots cv$$

$$e_0 = 0.0040m \leq \frac{A}{4} = \frac{1.35}{4} = 0.33 \dots\dots\dots cv$$

• **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 187.17 KN/m^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 174.12 KN/m^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 183.90 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = 183.90 KN/m^2 \leq 200 KN/m^2 \dots\dots\dots cv$$

• **V.3.1.2.1 Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle :**

$$Ps = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.65 \times (1.8) (1.35) \times 25 = 39.48 KN$$

– **Poids de remblai :**

$$Pr = 18 (1.80 \times 1.35 - 0.40 \times 0.30) (2 - 0.65)$$

$$Pr = 56.13 KN$$

$$Nts = Ns + Ps + Pr$$

$$Nts = 604.31 + 39.48 + 56.13 = 699.92 KN.$$

$$Ntu = Nu + 1.35 (Ps + Pr)$$

$$Ntu = 904.42 + 1.35 (39.48 + 56.13) = 1033.49 KN.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

• **Sens (X-X) :**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 MPa ; \sigma_s = 348 MPa$$

$$Ns' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Ns = 608.33 KN ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{608.33(1.35 - 0.30)}{8 \times 30 \times 348} = 5.24 \text{ cm}^2 \quad A_{xst} = 12.50 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{ A_{\min}; A_u \} = 5.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}12 = 7.91 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

- **Sens (Y-Y) :**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$Ns' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Ns = 608.33 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{608.33(1.80 - 0.40)}{8 \times 30 \times 348} = 9.97 \text{ cm}^2 \quad A_{yst} = 9.97 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{ A_{\min}; A_u \} = 9.97 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10\text{HA}12 = 11.30 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 25\text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv.}$$

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$e \geq \text{Max}\{15 \text{ cm}; 6\phi + 6\} ; \phi : \text{diamètre des armatures.}$$

$$e \geq \text{Max}\{15 \text{ cm}; 6\phi + 6\} = 15 \text{ cm}$$

On prendra : $e = 15 \text{ cm}$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 20\phi = 25 \text{ cm}$$

$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4$; $31.5 \text{ cm} \leq 48 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm}$ → Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Vérification du non poinçonnement de la semelle :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h = 1.35 + 0.35 = 1.70 \text{ m} \\ b_1 = b + h = 1.85 + 0.35 = 2.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_2 = a + 2h = 1.35 + (2 \times 0.35) = 2.05 \text{ m} \\ b_2 = b + 2h = 1.80 + (2 \times 0.35) = 2.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$u_c = 2(a_1 + b_1) = 2(1.35 + 1.80) = 6.30 \text{ m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a_2 \times b_2 / AB)] = 105937.13 \text{ KN}$$

$$P_u' = -105937.13 \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1653750 \text{ KN}$$

• **V.3.1.2.2 Schéma de ferrailage:**

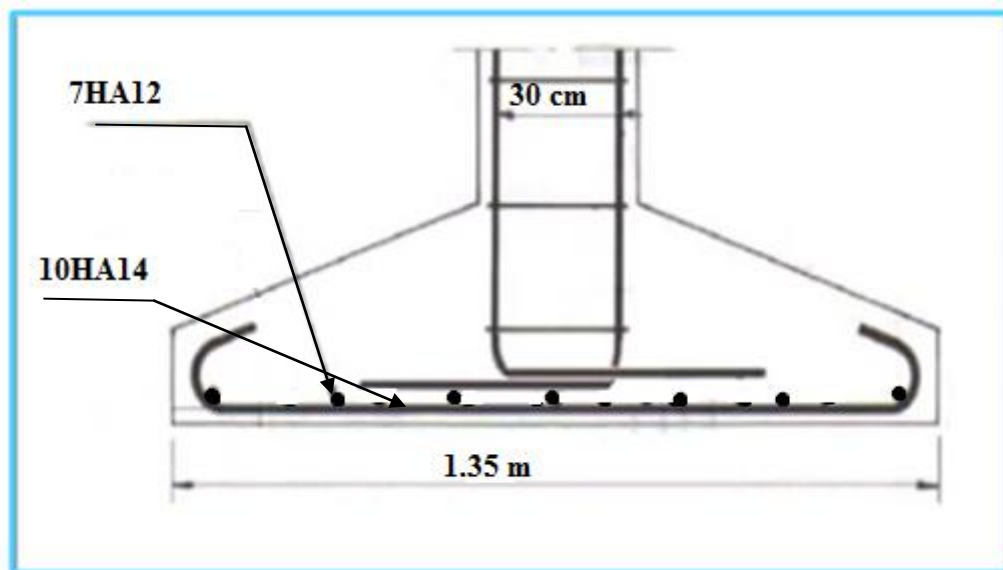


Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans X-X.

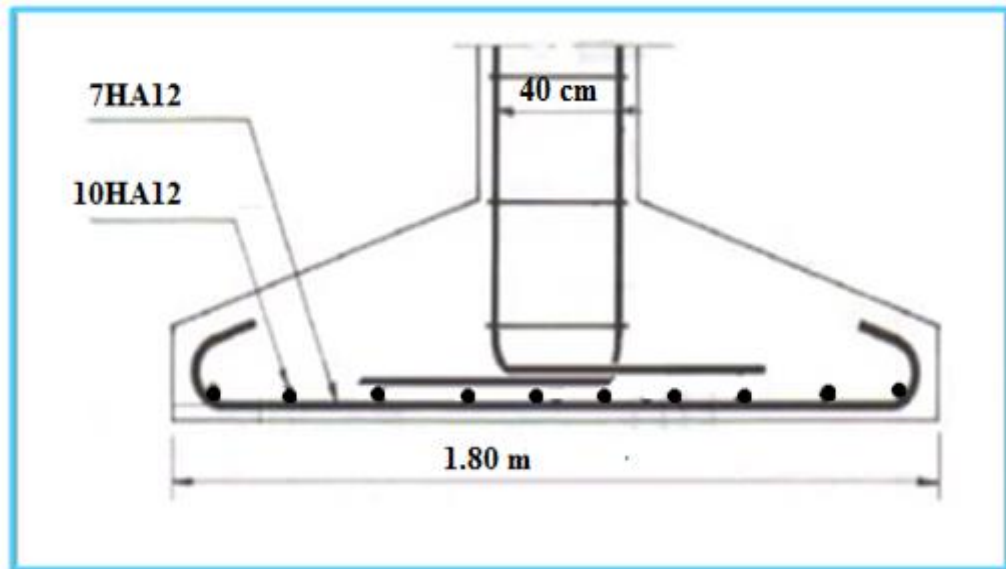


Figure VI.5 : Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans Y-Y.

VI.3.2 Calcul de la semelle filante sous voile :

VI.3.2.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm(X-X) :

Cas01 : $L=3.25m$

- Calcul des sollicitations :

- $N_{ser} = 1299.53 \text{ KN.m}$
- $M_{ser} = 2.49 \text{ KN.m}$
- $N_u = 846.34 \text{ KN}$
- $M_u = 2.68 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{846.34}{3.25} = 260.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{2.68}{3.25} = 0.82 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1299.53}{3.25} = 399.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{2.49}{3.25} = 0.76 \text{ KN.m/ml}$$

- Vérification :

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 1.59 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.04 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS :

• Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.76}{399.85} = 0.0019m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.012 m$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0019}{0.012}\right) \frac{399.85}{250} = 2.35m$$

Donc on adopte : **B = 2.40 m**

$$B = 2.40m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0019}{2.4}\right) \frac{399.85}{1 \times 2.4} = 153.63 KN/m^2$$

122.77 KN/m² < 200KN/m² CV

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 60cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 65cm$$

• Le ferrailage:

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_s}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{399.85}{8 \times 60 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.0019}{2.4}\right) (2.4 - 0.20) = 5.27 cm^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.17 cm^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 5.27 cm^2$$

On adopte : **A_s = 6HA12/ml = 6.79cm²/ml** (l = 3.25 20baras)

• L'espacement:

Soit : **S_t = 20cm**

• Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 cm) = 33cm \dots \dots \dots cv$$

• Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 cm^2$$

Soit : $A_{rep} = 4HA12/ml = 2.01cm^2/ml$

Soit : $S_t = 25cm$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 220cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \dots \dots cv.$$

- **Calcul de la hauteur libre h' :**

$$e \geq \text{Max}\{15cm; 6\phi + 6\} \quad ; \quad \phi : \text{Diamètre des armatures.}$$

$$e \geq \text{Max}\{15cm; 6\phi + 6\} = 15cm$$

On prendra : $e = 15cm$

- **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\phi = 48cm$$

$$B/8 \leq 48cm \leq B/4; \quad 43.75cm \leq 48cm \leq 87.50cm$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Cas02 : L=3.85m

- **Calcul des sollicitations :**

- $N_{ser} = 1578.92 \text{ KN.m}$

- $M_{ser} = 1.10 \text{ KN.m}$

- $N_u = 1022.92 \text{ KN}$

- $M_u = 3.36 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{1022.92}{3.85} = 265.96 \text{ KN /ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{3.36}{3.85} = 0.87 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1578.92}{3.85} = 410.10 \text{ KN /ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{1.10}{3.85} = 0.28 \text{ KN.m/ml}$$

- **Vérification :**

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 1.6 \text{ m}^2 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 106.27 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS :

	e0 (m)	b (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)	As (cm²)	Amin (cm²)	A adopte(cm²)	Choix cm²/ml	Ar (cm²)
Résultats	0.000682	0.0041	2.40	60	65	5.65	1.44	6.79	6HA12	2.01

Tableau VI.1 : Tableau des résultats de semelle filante sens X-X cas02.

VI.3.2.2 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm (sens y-y) :

Avec **L=3.50m**

• **Calcul des sollicitations :**

- **N_u = 741.82 KN;**
- **M_u = 1.55 KN.m**
- **N_{ser} = 1206.05 KN;**
- **M_{ser} = 1.39 KN.m**

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{741.82}{3.5} = \mathbf{211.94 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{1.55}{3.5} = \mathbf{0.44 \text{ KN.m/ml}}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{1206.05}{3.5} = \mathbf{344.58 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{1.39}{3.5} = \mathbf{0.34 \text{ KN.m/ml}}$$

• **Vérification :**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = \mathbf{1.37 \text{ m}^2} > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = \mathbf{0.84 \text{ m}^2}$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.34}{344.58} = \mathbf{0.0009867m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = \mathbf{0.0060m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.000986}{0.0060}\right) \frac{344.58}{250} = 2.05m$$

Donc on adopte : **B = 2.20m**

$$B=2.20m \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.000986}{2.20}\right) \frac{344.58}{1 \times 2.20} = 156.83 \text{ KN/m}^2$$

156.83 KN/m² < 200KN/m²cv

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 60cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 65cm$$

• Le ferrailage:

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_s}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{344.58}{8 \times 60 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.000986}{2.20}\right) (2.20 - 0.20) = 8.80 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 4.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_s = 6HA12/ml = 6.79 cm²/ml**

• L'espacement:

Soit : **S_t = 20cm.**

*** Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \dots\dots\dots cv$$

• Les armatures de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : A_{rep} = 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

Soit : **S_t = 20cm.**

• Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20cm \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33cm \dots\dots\dots cv.$$

• Calcul de la hauteur libre h' :

$$e \geq \text{Max}\{15\text{cm}; 6\phi + 6\} \quad ; \quad \phi : \text{Diamètre des armatures.}$$

$$e \geq \text{Max}\{15\text{cm}; 6\phi + 6\} = 15\text{cm}$$

On prendra : $e = 15\text{cm}$

• **La longueur de scellement:**

$$L_s = 40\Phi = 48\text{cm}$$

$$B/8 \leq 56\text{ cm} \leq B/4; \quad 40\text{ cm} \leq 48\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Cas02 : $L=5.90\text{m}$

• **Calcul des sollicitations :**

- $N_{\text{ser}} = 2601.40 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{ser}} = 4.57 \text{ KN.m}$
- $N_u = 2270.71 \text{ KN}$
- $M_u = 5.65 \text{ KN.m}$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{2270.71}{5.9} = 384.866 \text{ KN /ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{5.65}{5.9} = 0.95 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = \frac{N}{L} = \frac{2601.40}{5.9} = 440.91 \text{ KN /ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{M}{L} = \frac{4.57}{5.9} = 0.77 \text{ KN.m/ml}$$

• **Vérification :**

$$\frac{N_{\text{Ser}}}{\sigma_{\text{ser}}} = 1.76\text{m}^2 > \frac{N_{\text{ult}}}{\sigma_{\text{ult}}} = 1.53\text{m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELS :

	e0 (m)	b (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)	As (cm²)	Amin (cm²)	A adopte(cm²)	Ar (cm²)	Choix cm²/ml
Résultats	0.00174	0.011	2.20	60	65	6.34	1.44	6.79	2.01	6HA12

Tableau VI.2 : Tableau des résultats de semelle filante sens Y-Y cas02.

VI.3.2.3 Schéma de ferrailage:

Le schéma pour toutes les fondations filantes sauf en change la longueur de semelle:

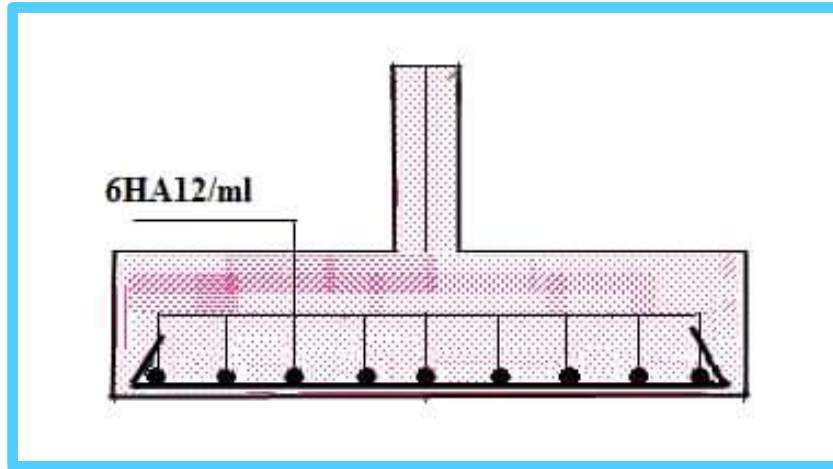


Figure VI.6: Ferrailage de semelle filante.

VI.4 Les longrines :

VI.4.1 Définition:

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction. Leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

VI.4.2 Pré dimensionnement:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S2) on adopte (b x h) = (25 x 30) cm².

VI.4.3 Sollicitations:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

$\alpha = 12$ (Zone II ; Site S₂) (Dans notre cas $\alpha = 15$)

VI.4.4 Ferrailage de longrine :

A) A l'état limite ultime:

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} \quad [1]$$

On à: $N_u = 1635.52\text{KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1635.52 \cdot 10^3}{348 \times 15} = 3.13 \text{ cm}^2$$

B) Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ti}} \right] = 201.66 \text{MPa}$$

$N_{ser} = 1182.41\text{KN}$

$$\text{Alors: } A_{ser} \geq \frac{1182.41}{15 \times 201.66} = 3.90 \text{ cm}^2$$

C) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1\text{Mpa} / f_e = 400\text{Mpa} / d = 27\text{cm} / b = 25 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = 3.54 \text{ cm}^2$$

D) Section minimale donnée par le RPA 99:

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_l).

$$\text{Alors: } A_r \geq 0.6 \% \times (25 \times 30) \Rightarrow A_r = 4.5 \text{ cm}^2$$

E) Résultats:

$$A_s = \max (A_U; A_{ser}; A_{smin}; A_{RPA}) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte **A = 3HA14 = 4.62 cm²**

E) Espacement:

$$S_t = \min [20\text{cm}; 15\varphi_1] = \min [20\text{cm}; 18\text{cm}]$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

F) Armatures transversales:

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{15}{3} = 5\text{mm}$$

On adopte $\varphi_t = 8\text{mm}$

VI.3.5 Schéma de ferrailage :

✓ Longrines (b ; h) (25 ; 30) :

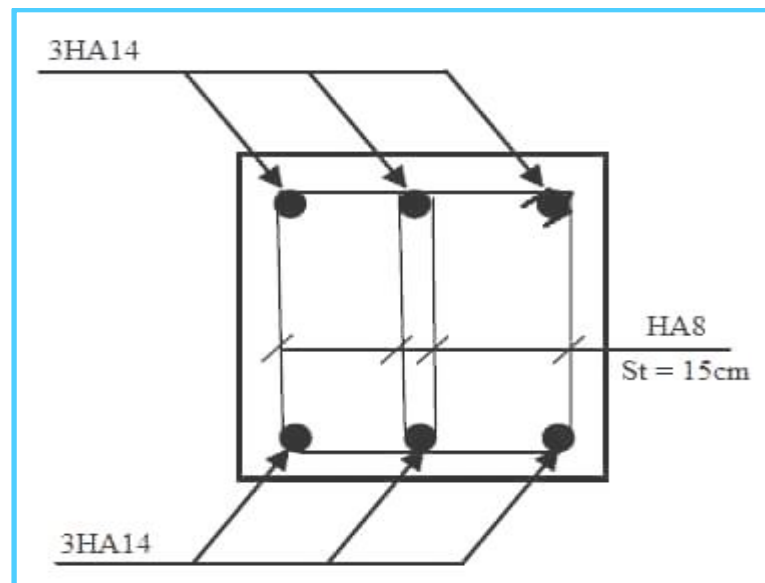


Figure .VI.7: schéma de Ferrailage des longrines.

VI.5 Conclusion:

L'étude des fondations dépend de la capacité de charge du sol des charges appliquées et affecte la sélection du type de fondation utilisé par la dimension, Il est la première et l'importante étape dans la réalisation qui considérée comme une étape indisponible pour le calcul des structures.

Conclusion Générale

Conclusion générale

A la fin de cette étude, nous espérons avoir réussi cette étude d'un bâtiment de structure en béton armé (R+7) et pouvoir maîtriser la majorité des différentes parties de cette étude.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant en premier phase le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis Professional » ensuite l'exploitation de la réglementation dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

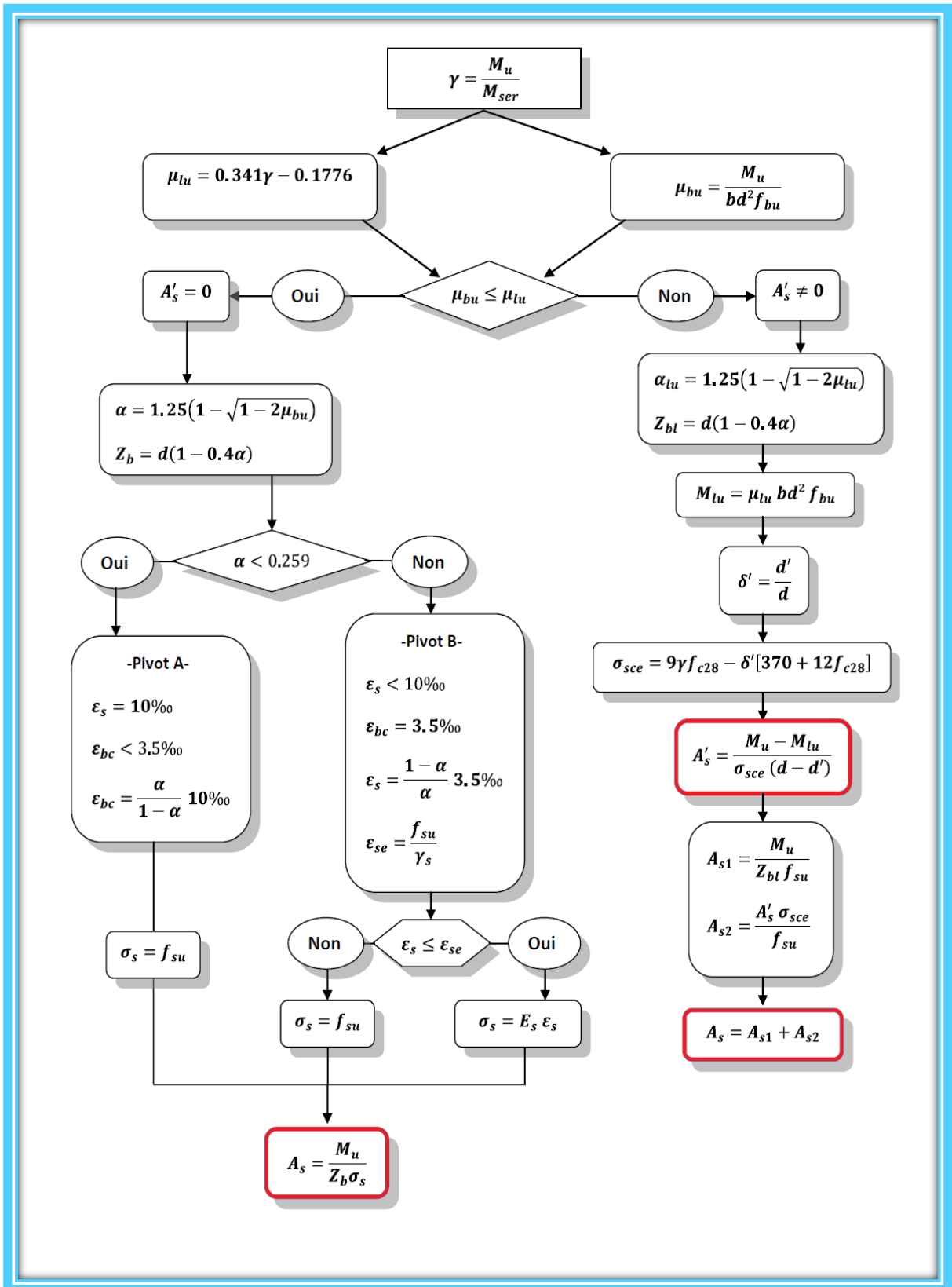
Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude devienne une référence pour les étudiants, avec un maximum d'information utile pour faciliter les futures études des promotions antérieures, et un bon démarrage vers une vie professionnelle pleine de réussite.

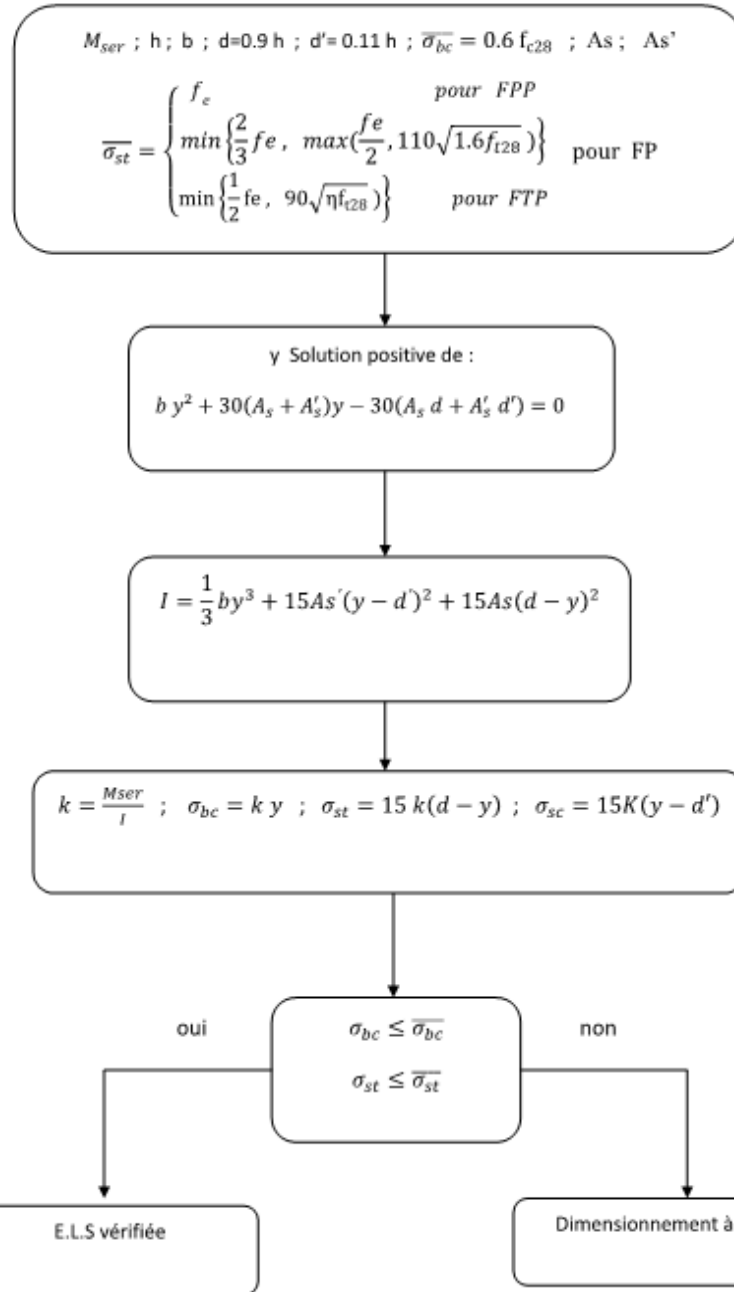


Annexes



Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

Vérification à E.L.S



Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$Mu \leq M_0$$

oui

non

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire : $b \times h$

$$A_s ; A'_s$$

$$\bar{M}u = Mu - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire $b_0, d ; \bar{M}u$

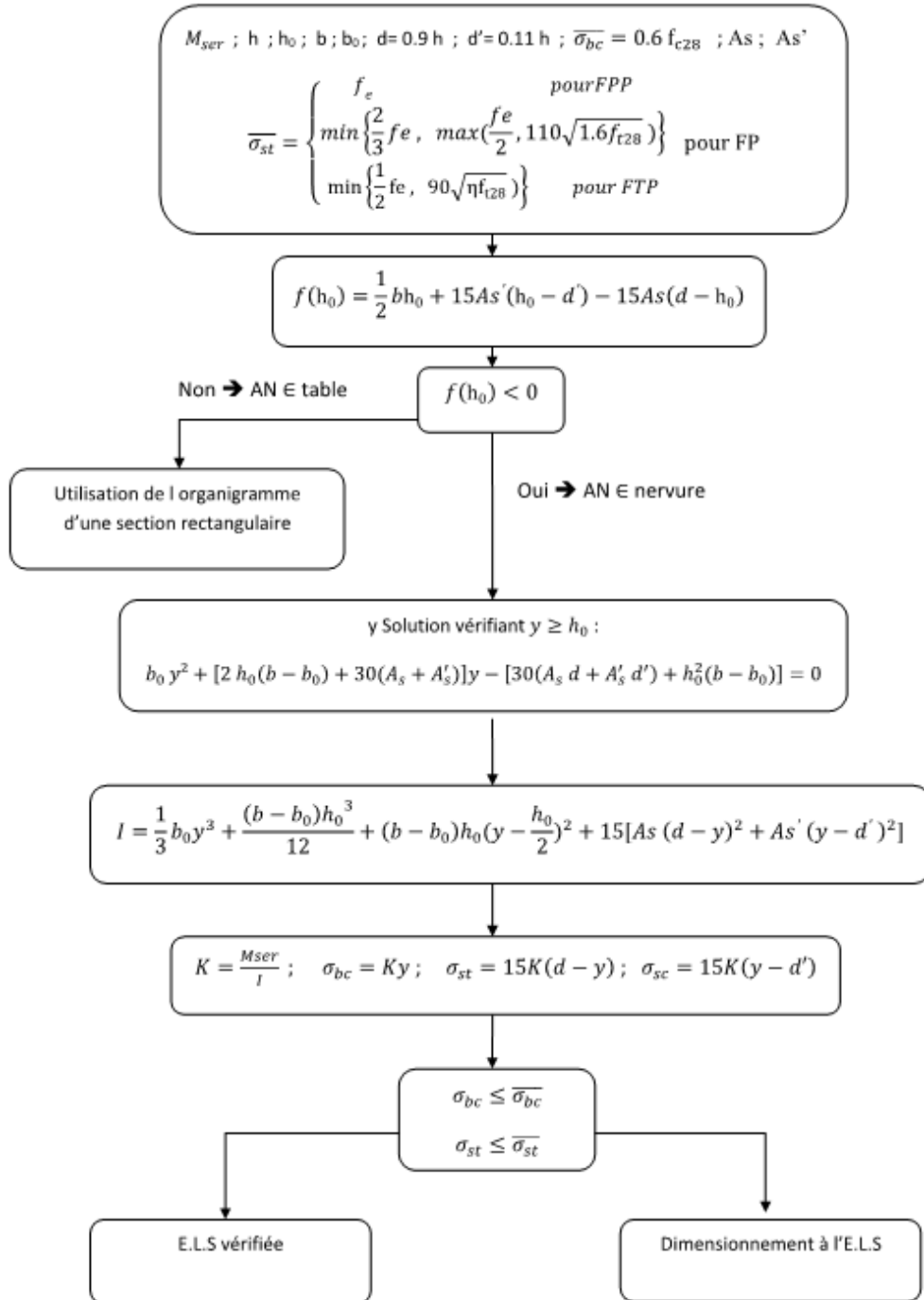
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

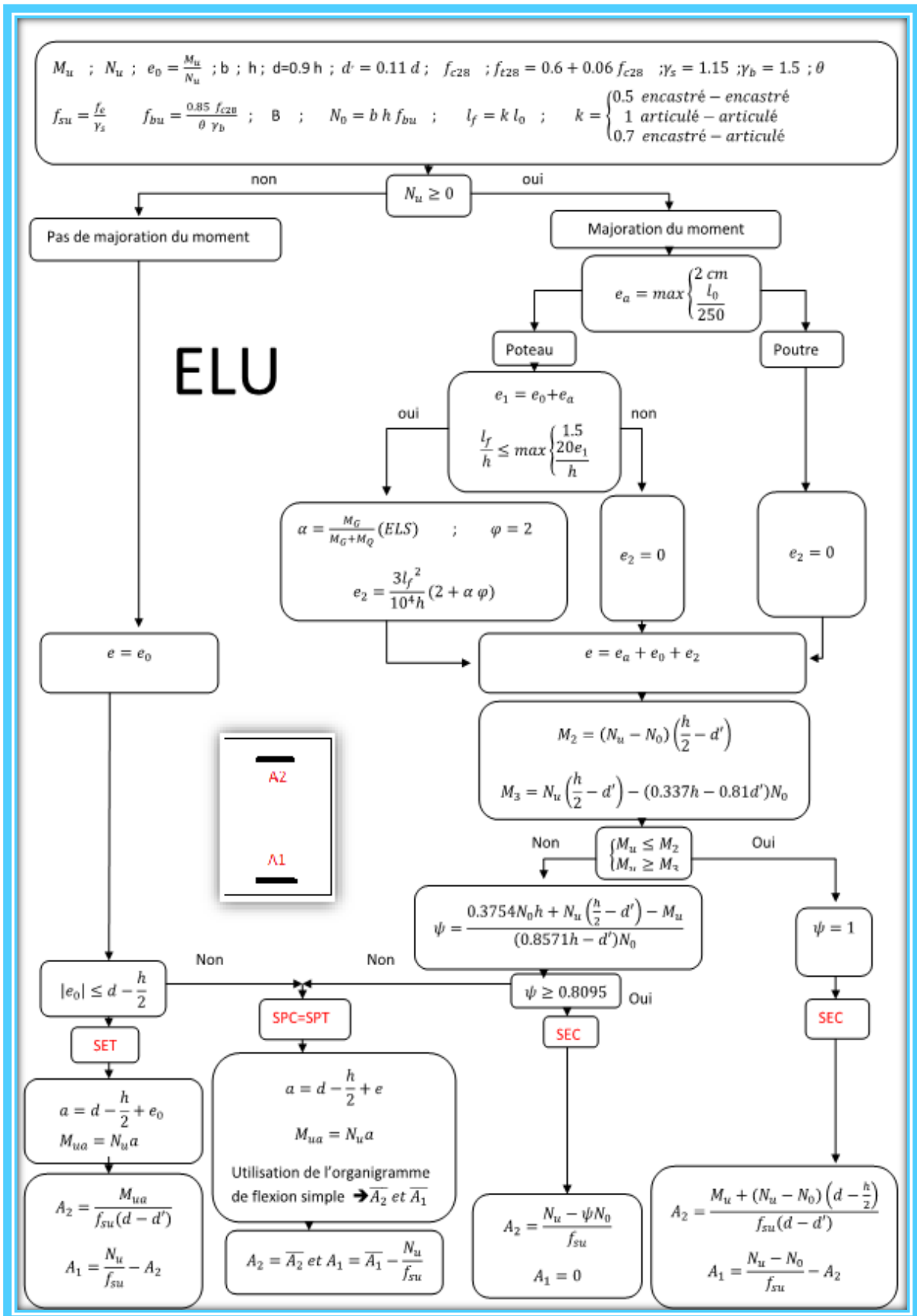
$$A'_s = \bar{A}'_s$$

Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en Té).

Vérification à E.L.S d'une section en T

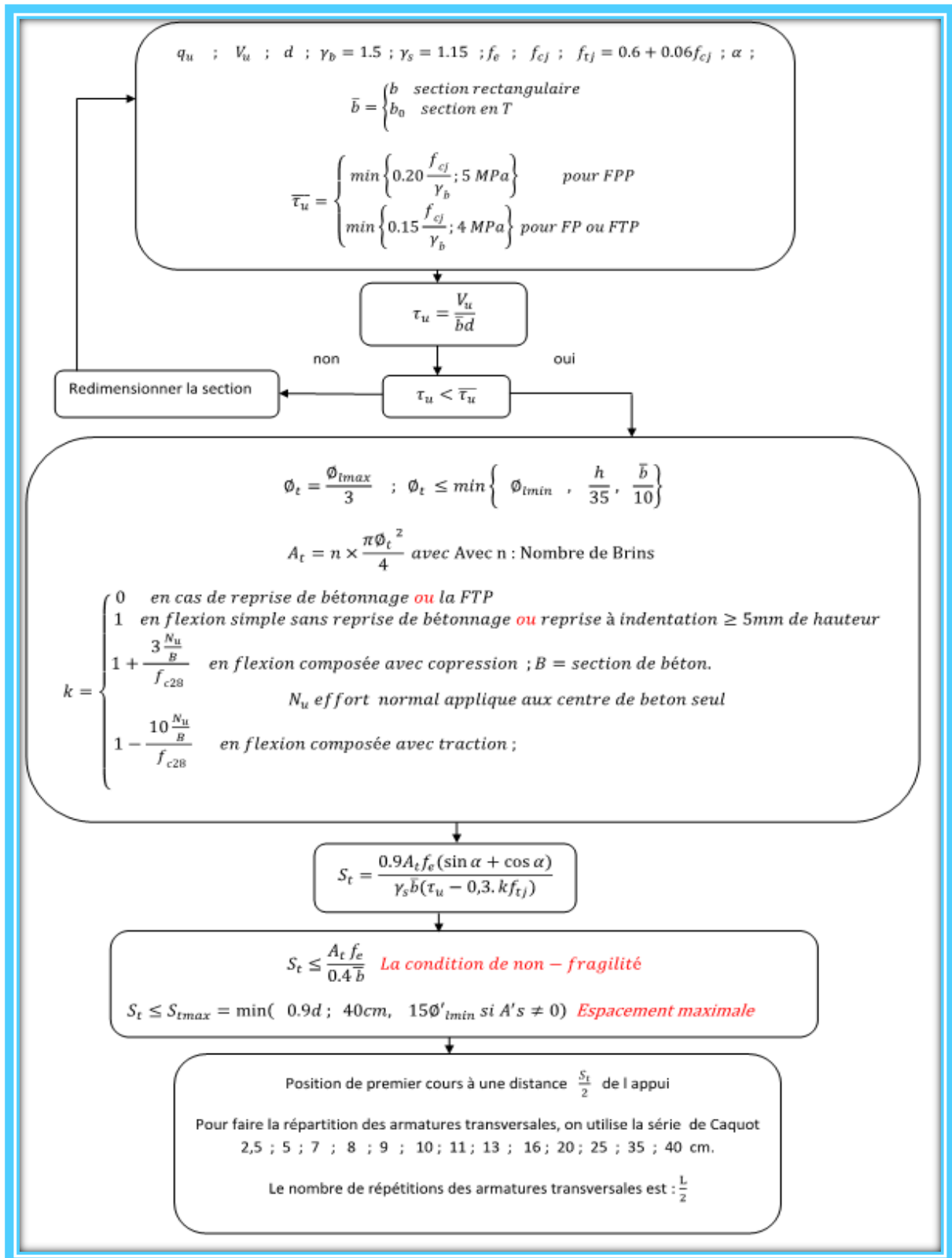


Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).

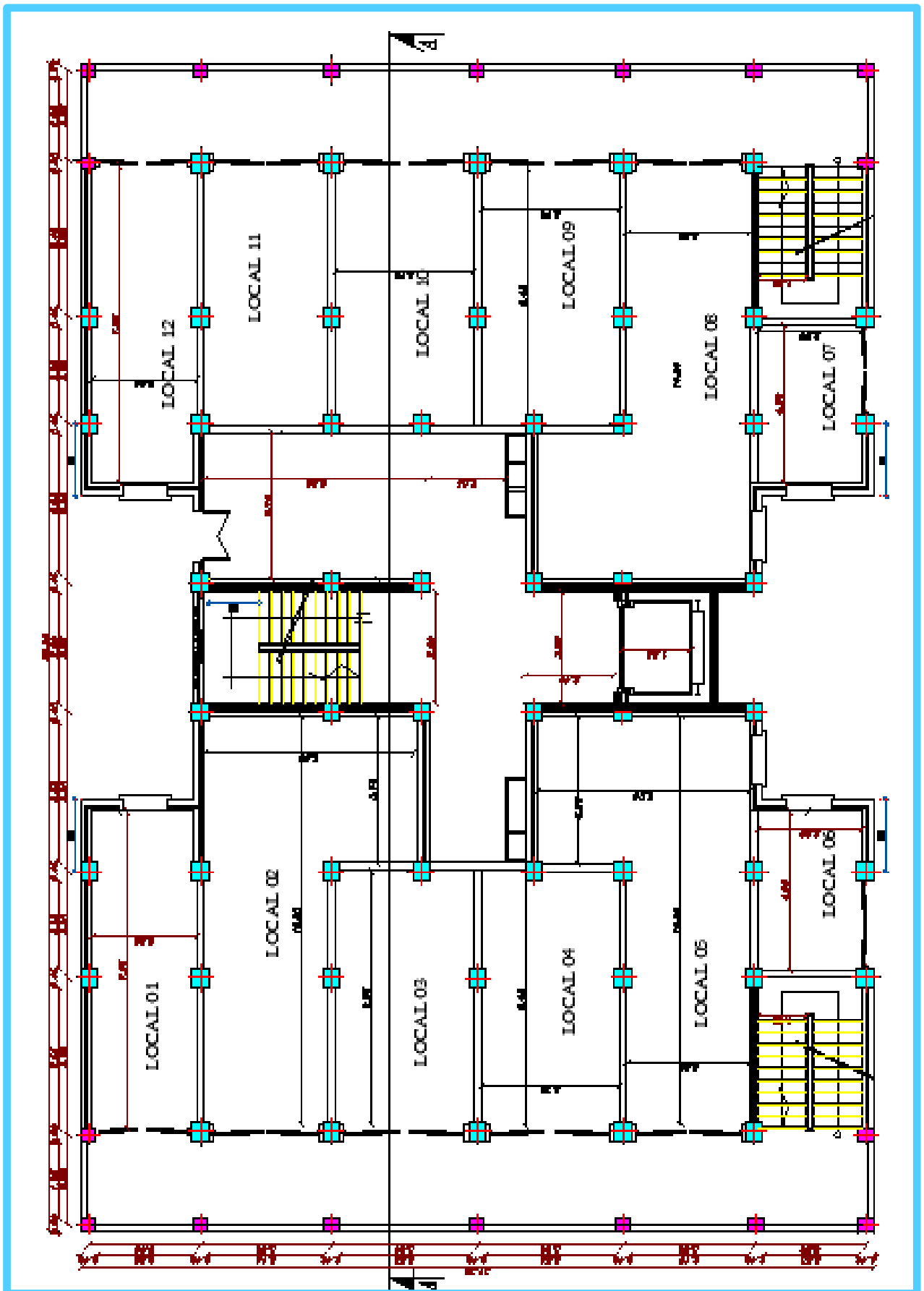


Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.

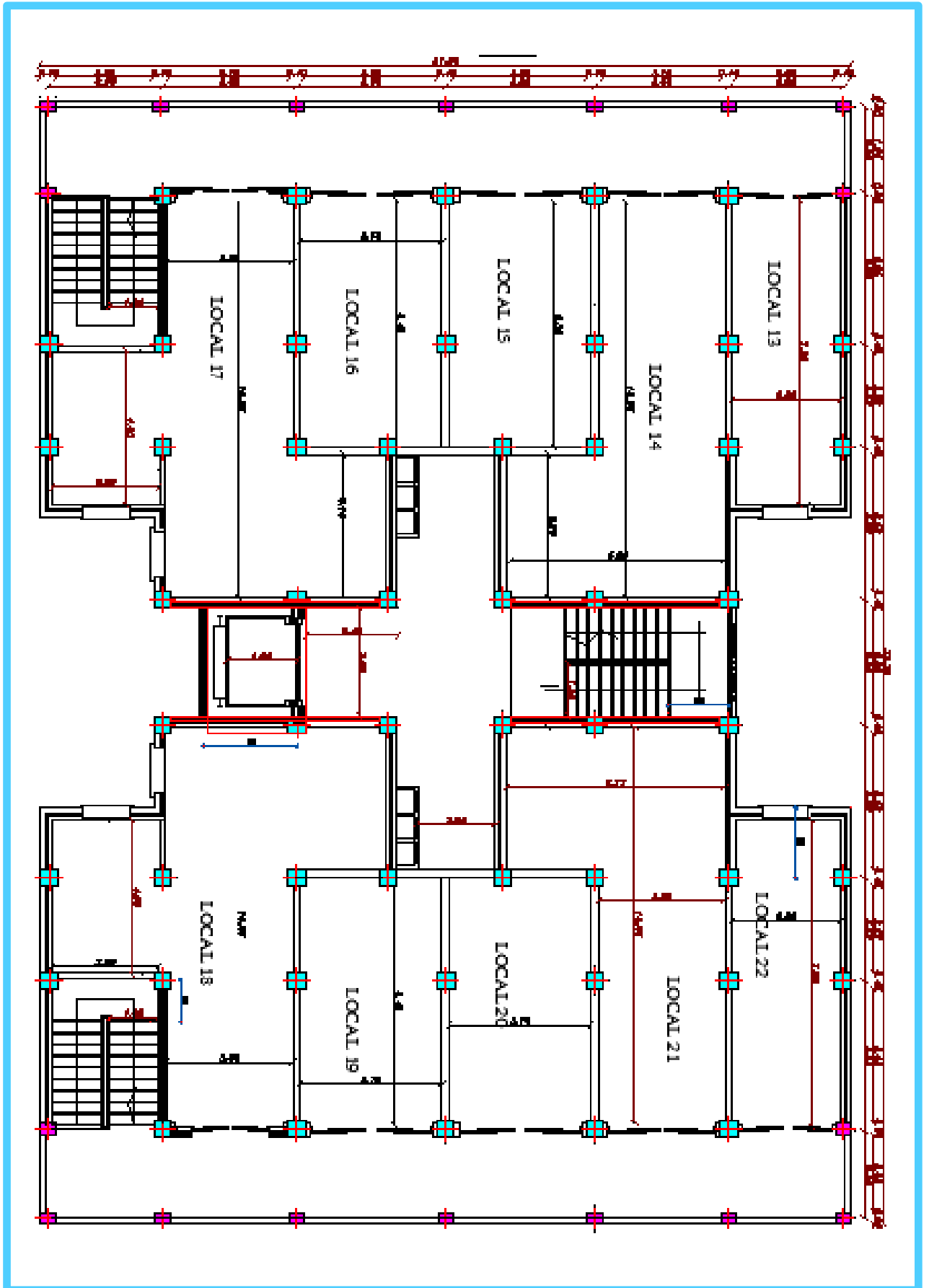
Annexes



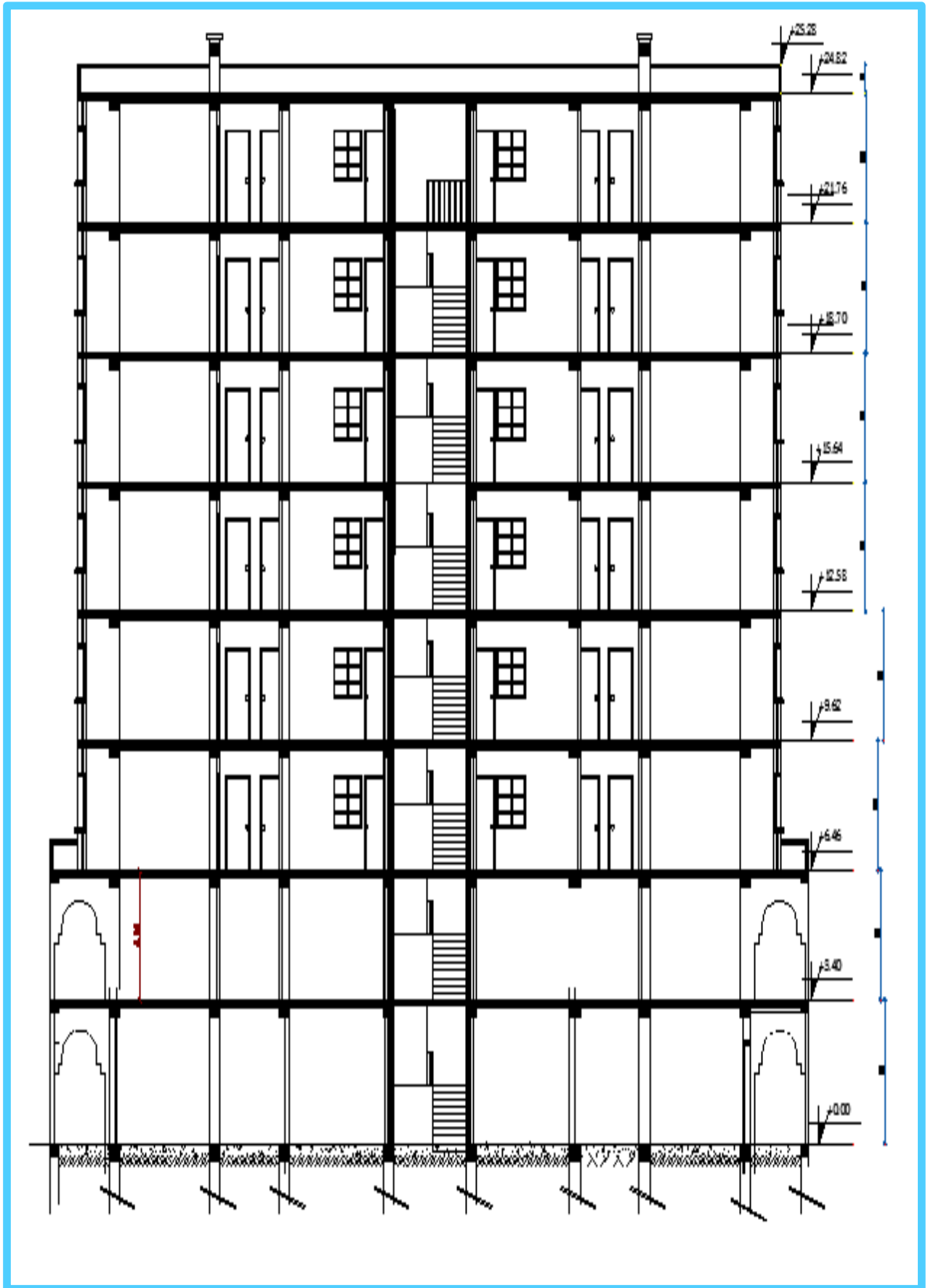
Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant.



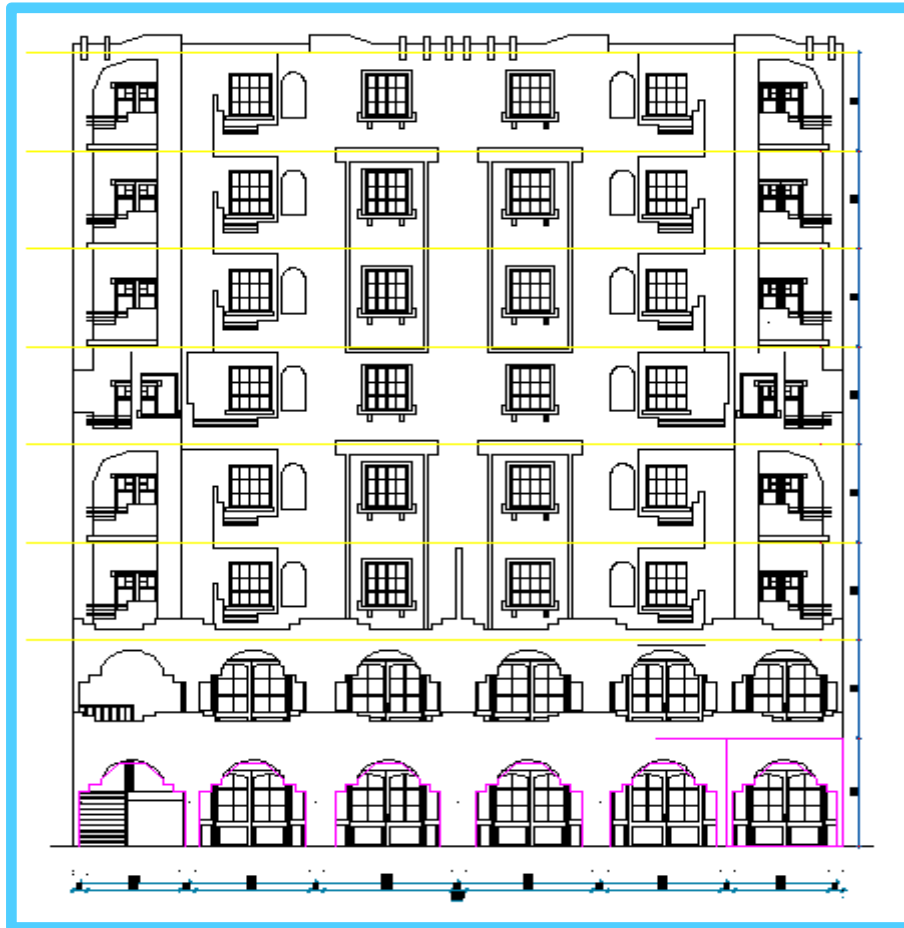
Annexe 9 : Plan d'architecture du Rez de chaussée.



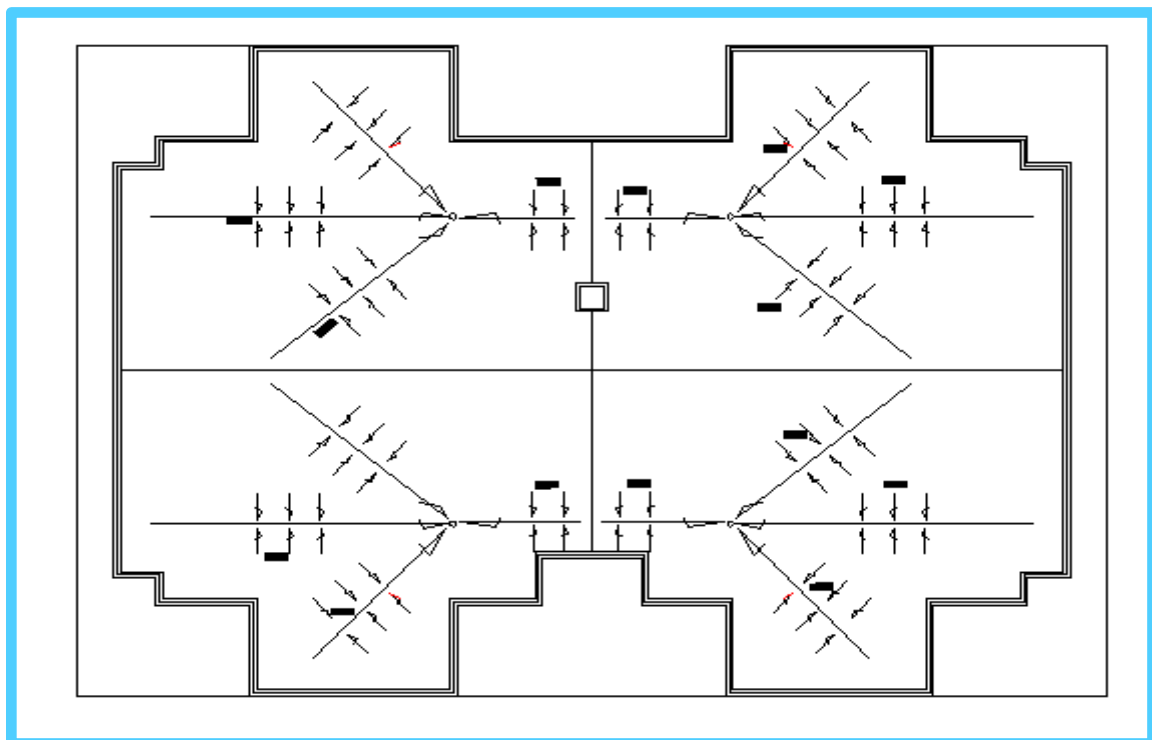
Annexe 10 : Plan d'architecture de 1^{er} étage.



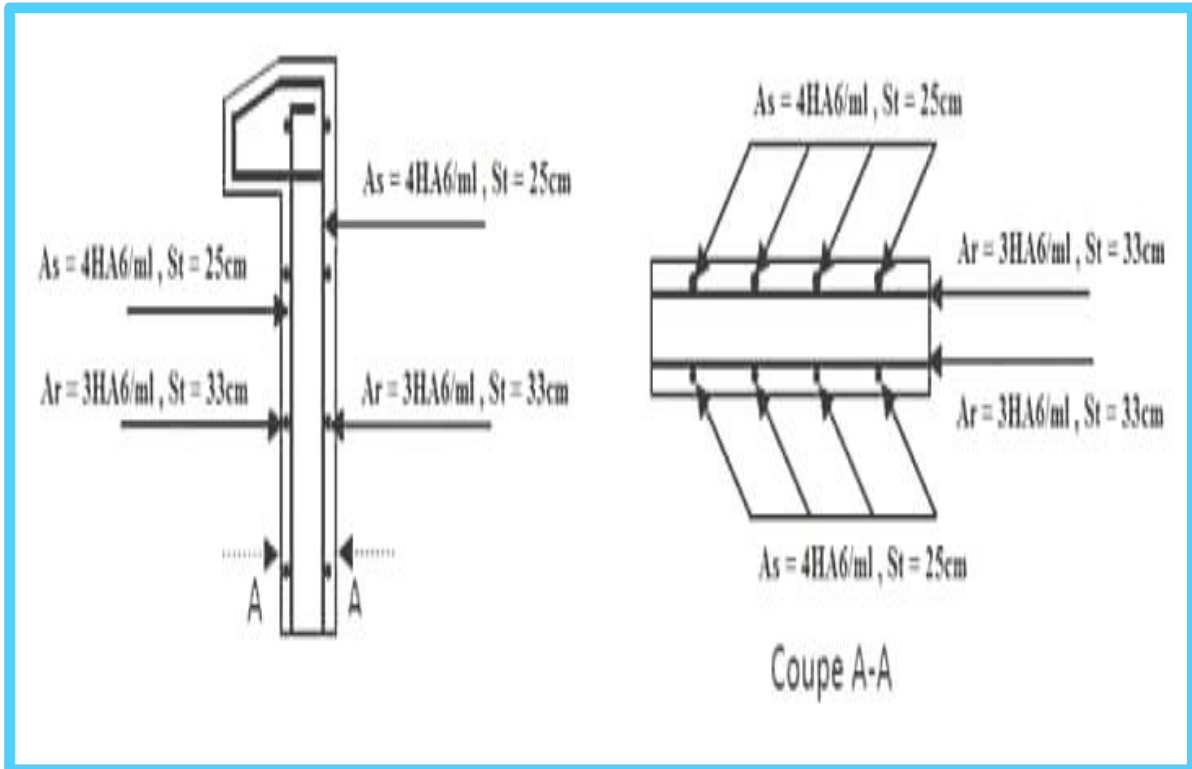
Annexe 12 : Coupe A-A du plan d'architecture.



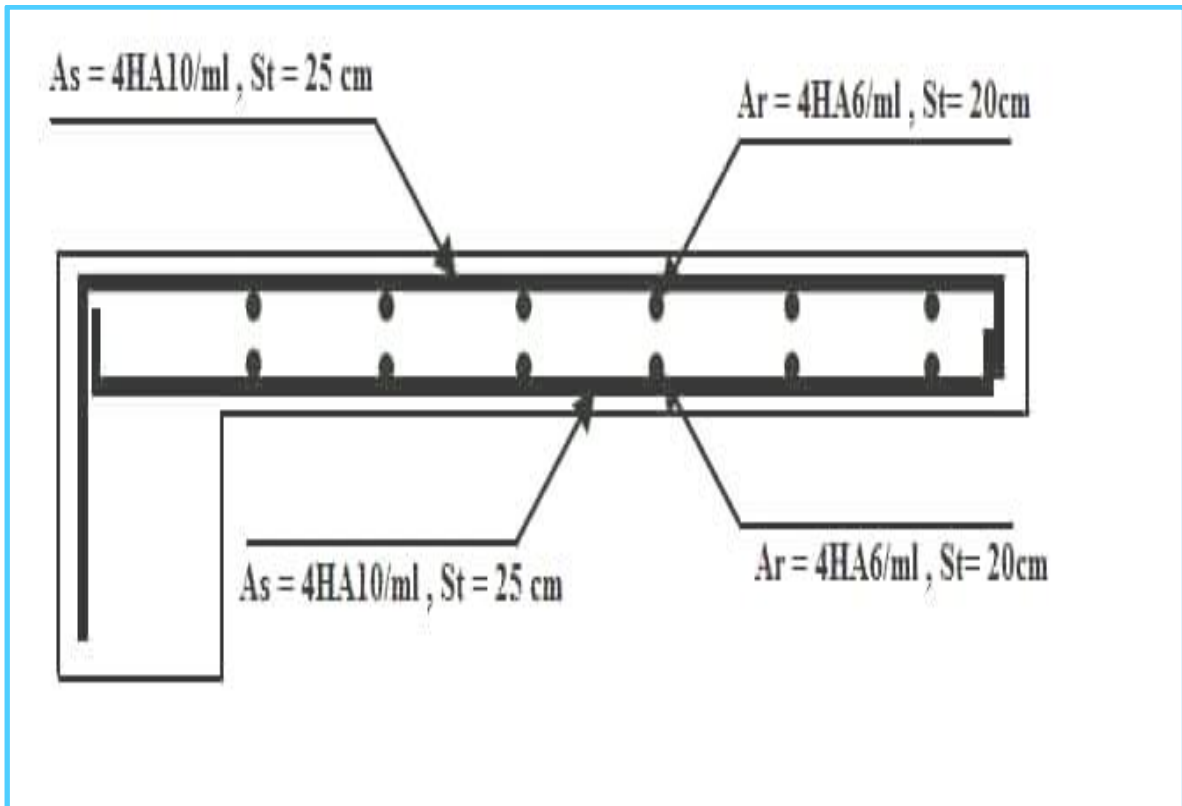
Annexe 13 : Plan d'architecture de la facade latirale.



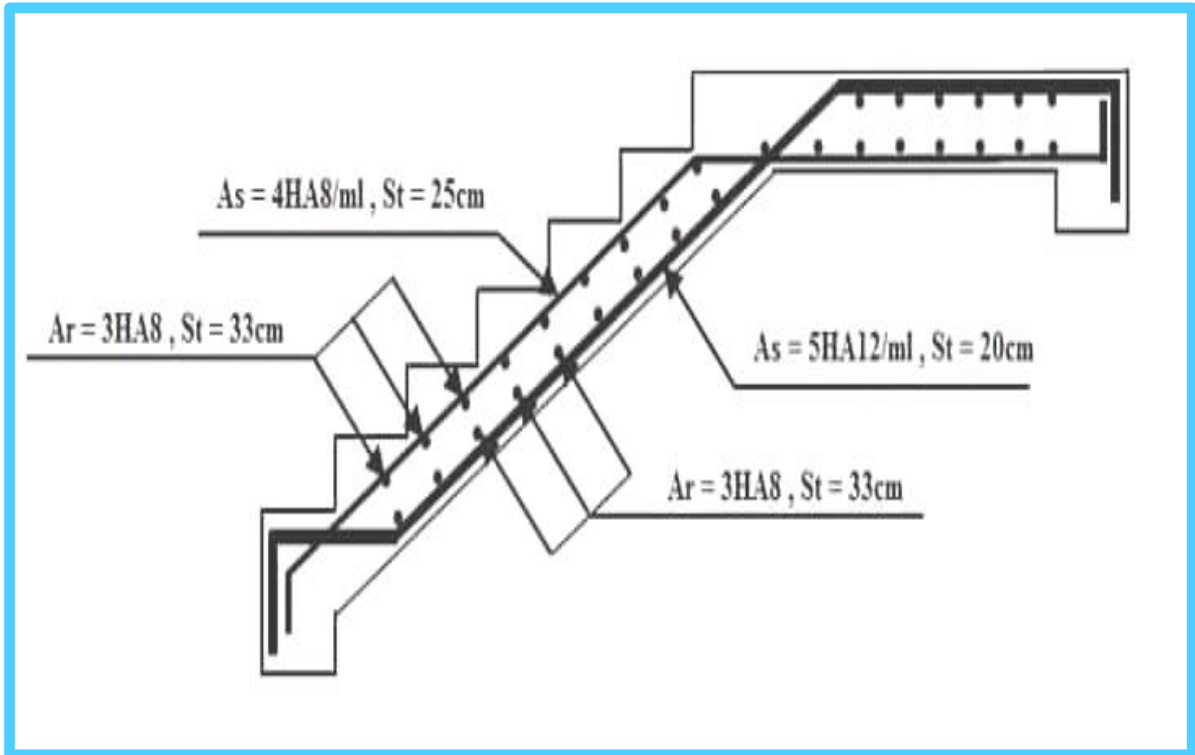
Annexe 14 : Plan d'architecture de la facade latirale.



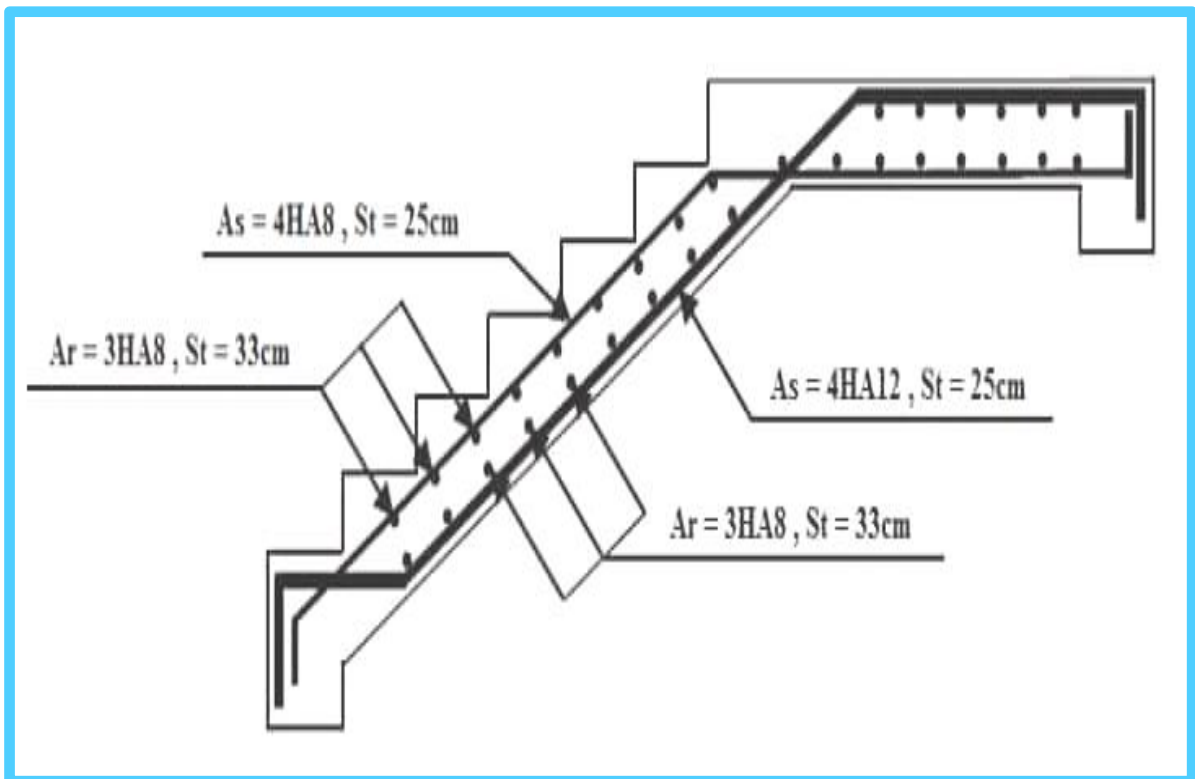
Annexe 15 : Plan de ferrailage de l'acrotère.



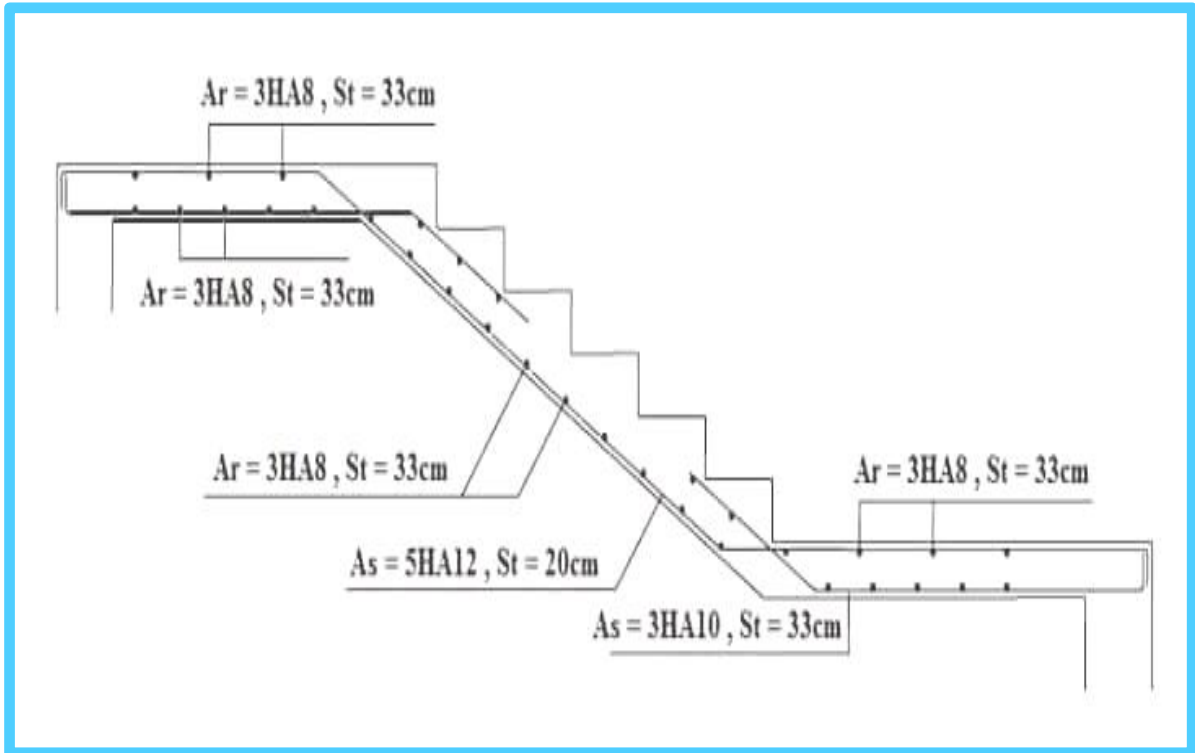
Annexe 16 : Plan de ferrailage des balcons.



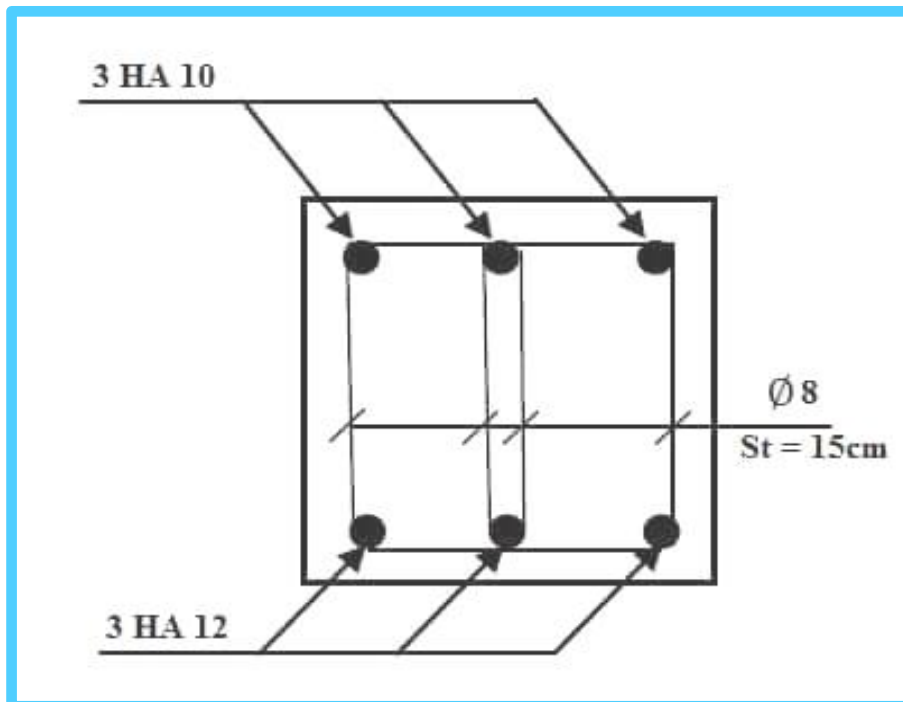
Annexe 17 : Plan de ferrailage des d'escalier RDC type 01 du volée 01.



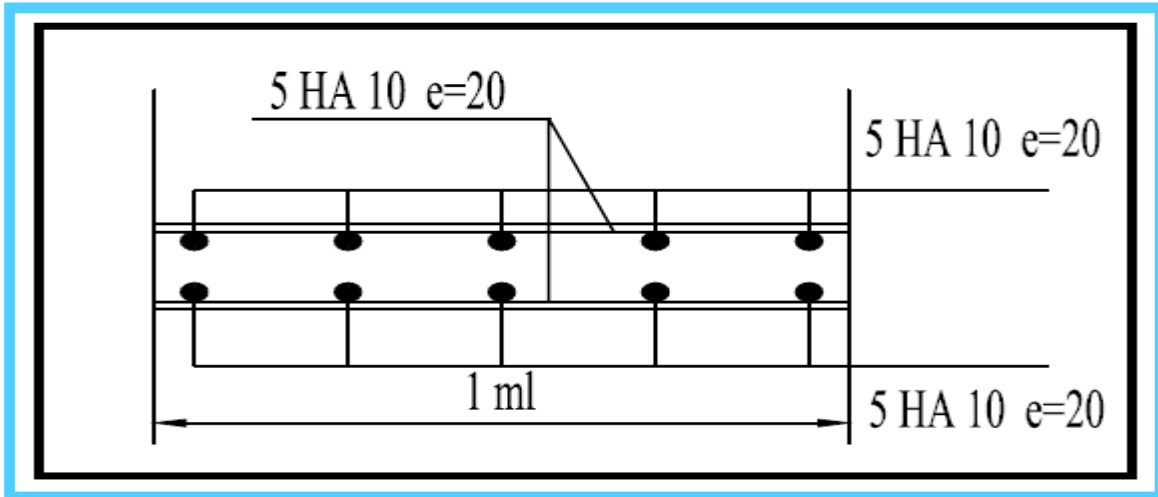
Annexe 18: Plan de ferrailage des d'escalier RDC type 02 du volée 01.



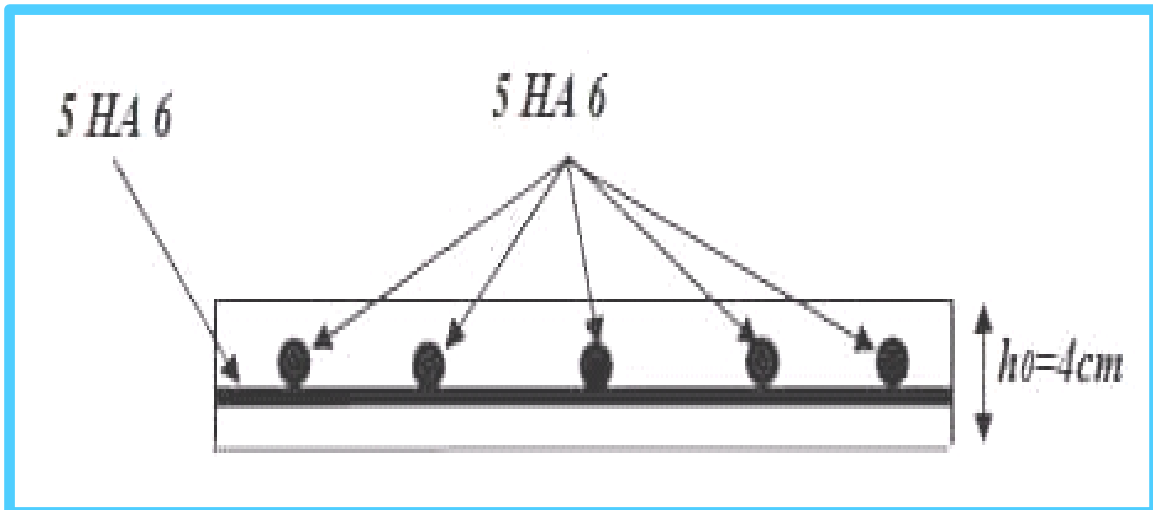
Annexe 19: Plan de ferrailage des d'escalier étage courant type 03 du volée 01.



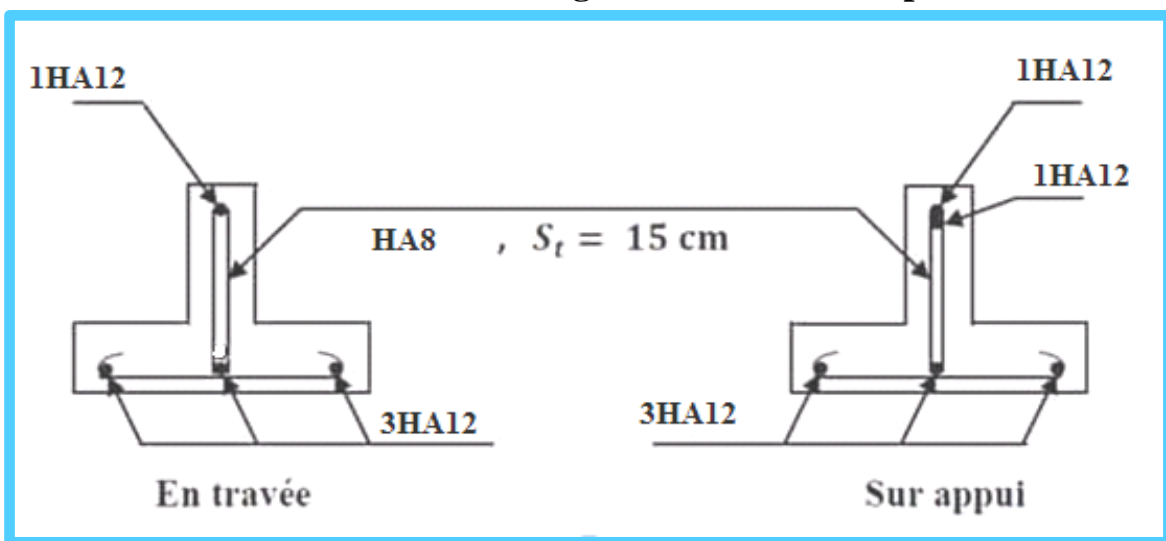
Annexe 20: Plan de ferrailage de poutre palière.



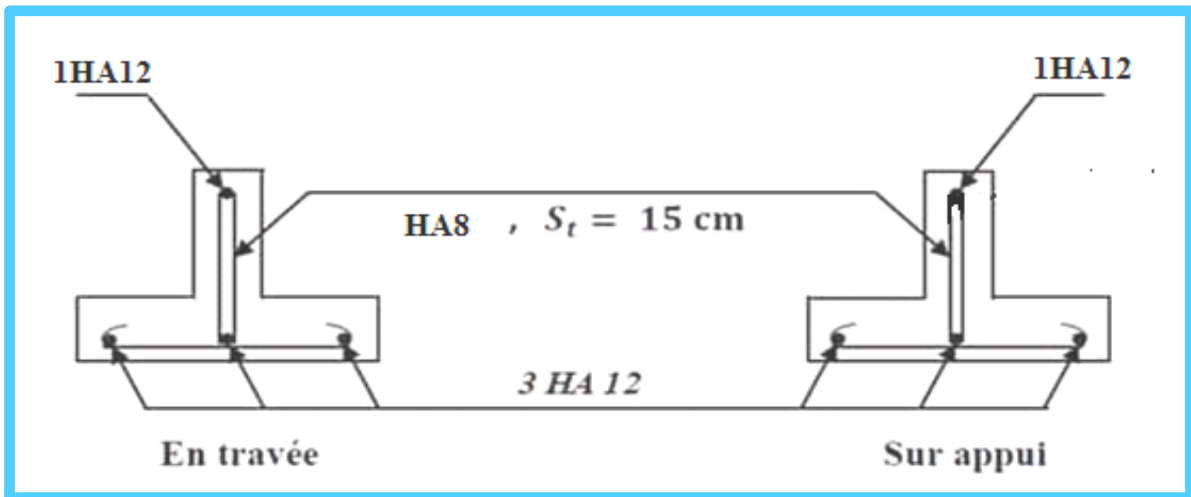
Annexe 21: Plan de ferrailage de la dalle La dalle de l'ascenseur.



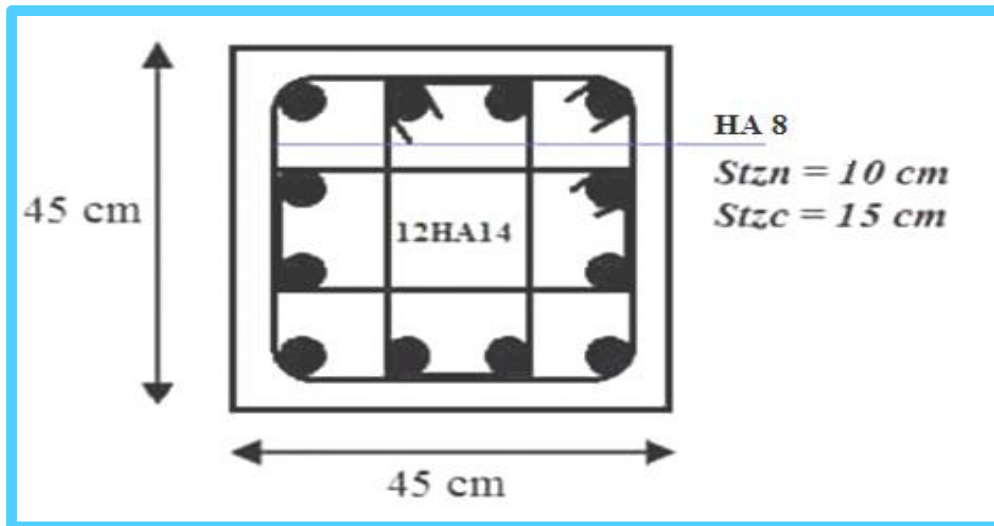
Annexe 22: Plan de ferrailage de la table de compression.



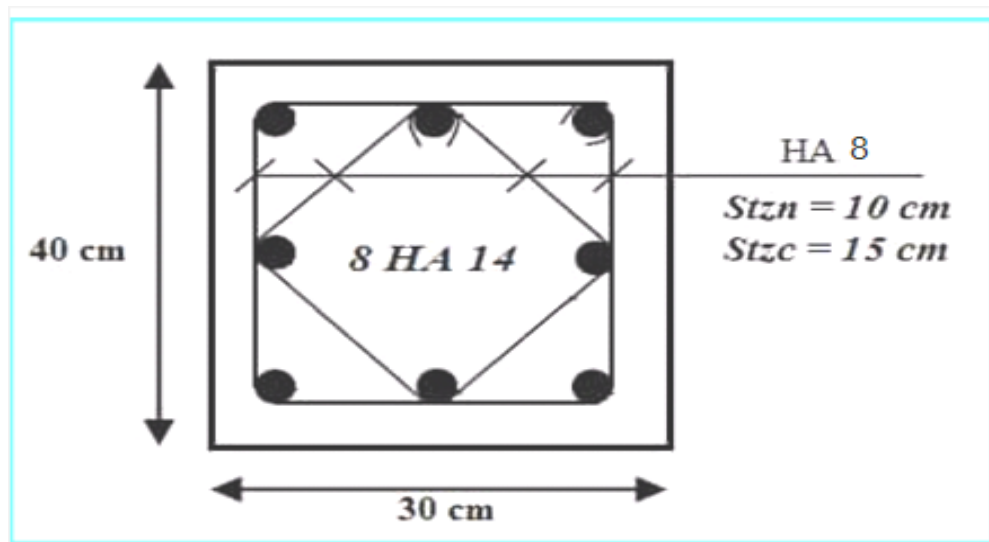
Annexe 23: Schéma de ferrailage de plancher RDC.



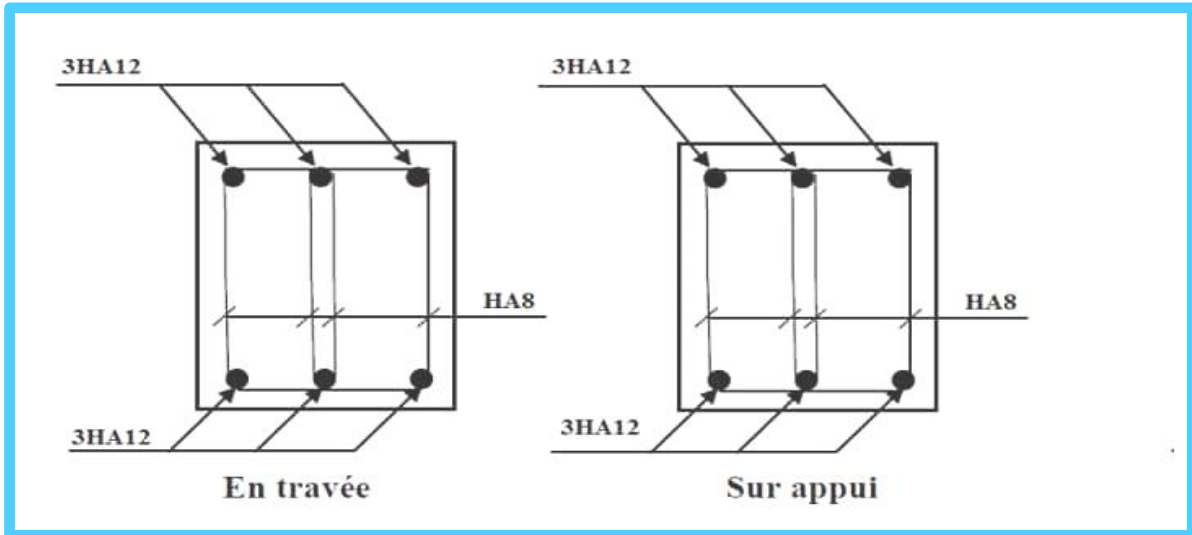
Annexe 24: Schéma de ferrailage de plancher étage courant et terrasse.



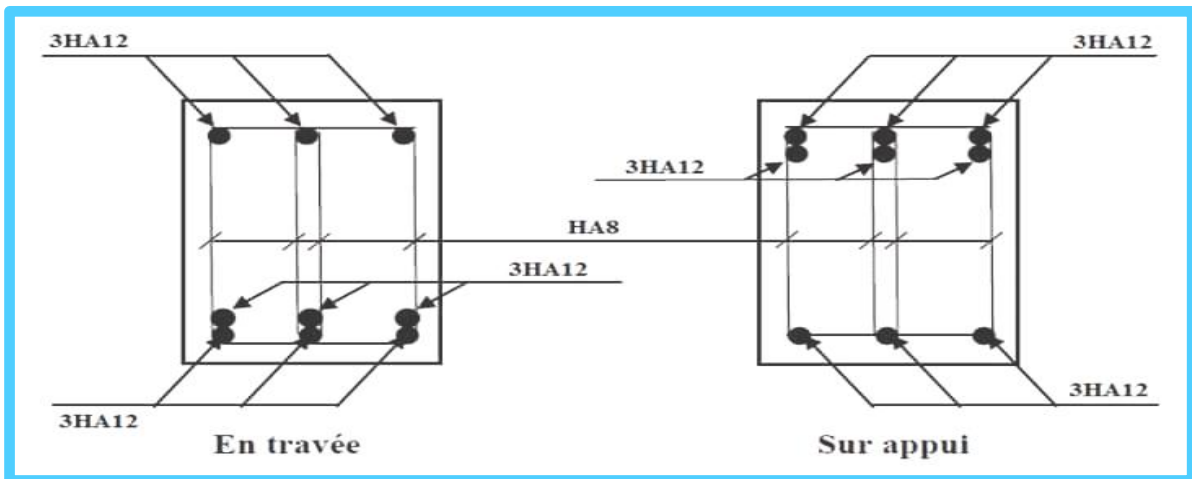
Annexe 25: Schéma de ferrailage de poteau 45×45.



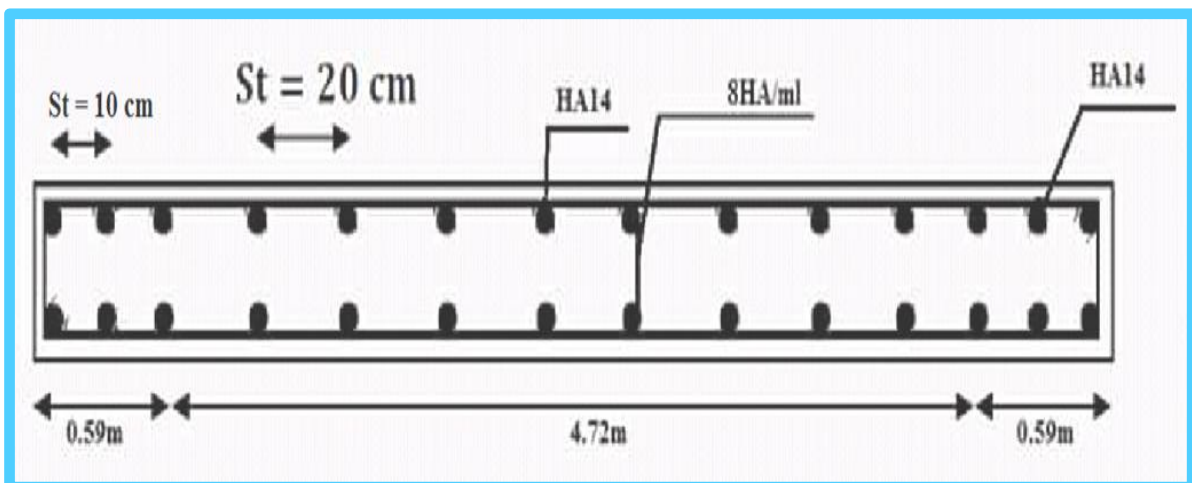
Annexe 26: Schéma de ferrailage de poteau 30×40.



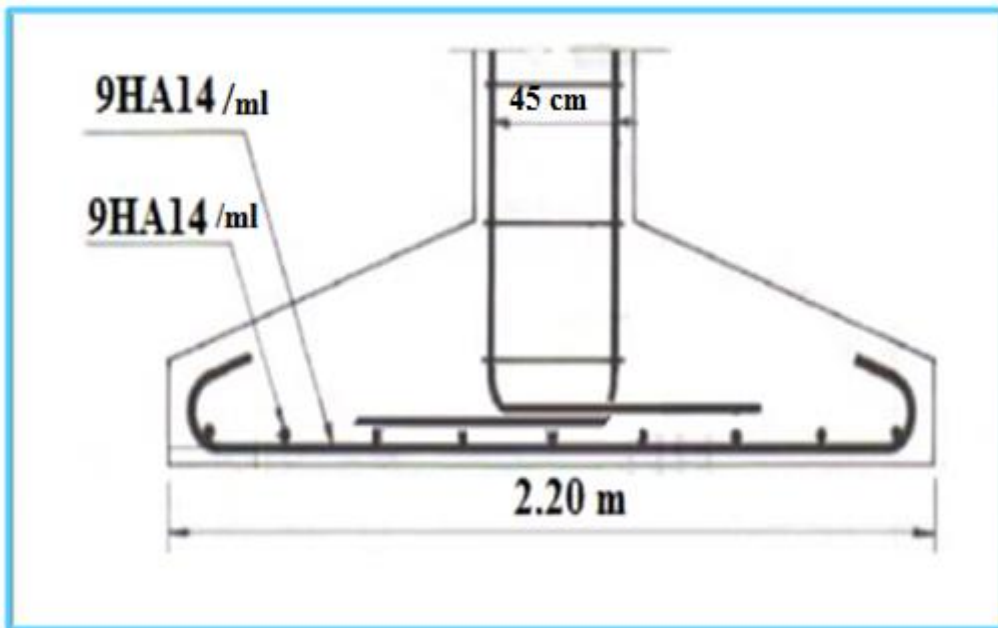
Annexe 27: Ferrailage de poutre secondaire.



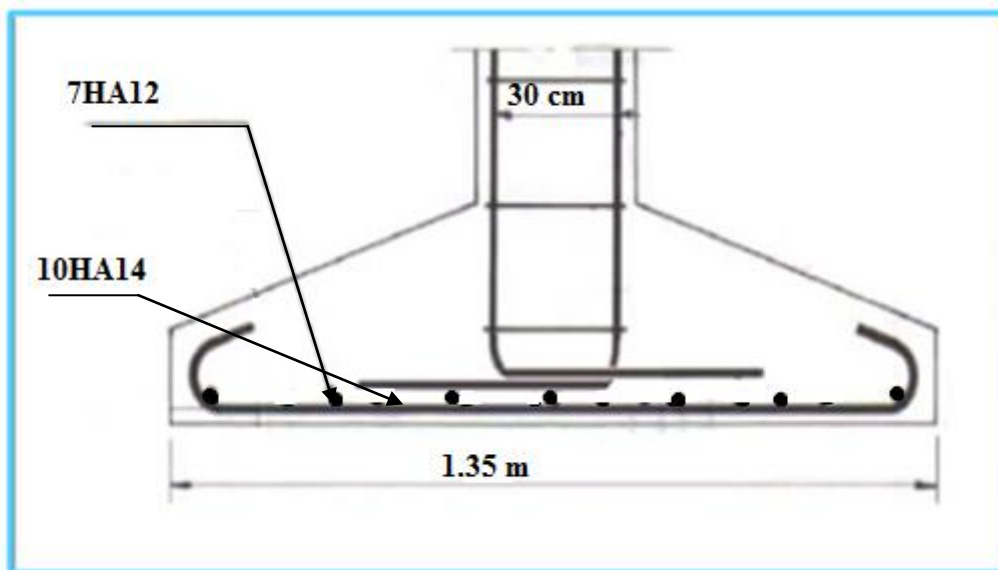
Annexe 28: Ferrailage de poutre principale.



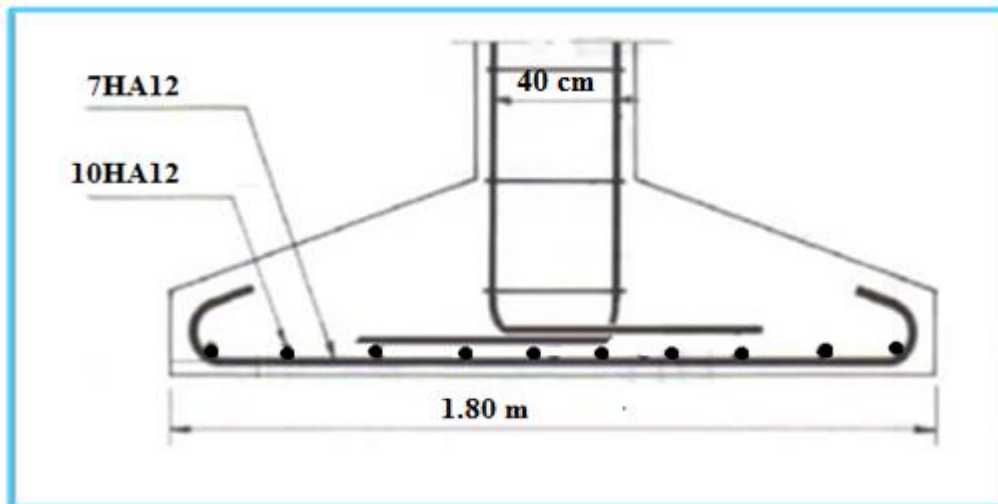
Annexe 29: Schéma de ferrailage du voile02.



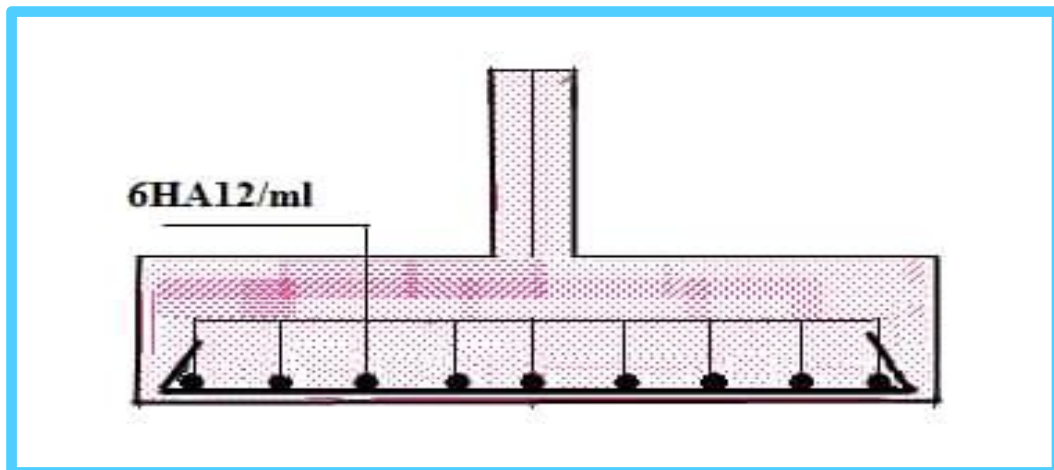
Annexe 30: Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (45*45).



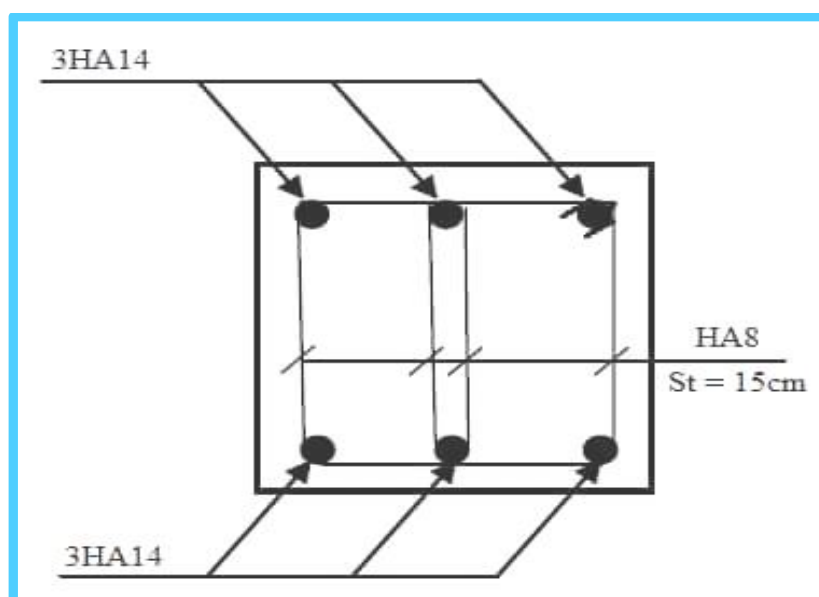
Annexe 31: Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans X-X.



Annexe 32: Ferrailage de la semelle isolée sous poteau (30*40) sans Y-Y.



Annexe 33: Ferrailage de semelle filante.



Annexe 34: schéma de Ferrailage des longrines. (25 ; 30)

RÉFÉRENCES

Règlements :

- Béton armé aux états limites **BAEL91modifié99**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton arme **CBA93**.
- Règlement Charges permanentes et surcharges d'exploitation **DTR BC 2.2**.
- Règlement parasismique algérienne **RPA99V2003**.
- Règlement Neige et Vent **RNV2013**.

Documents :

- Mémoire de master 2 (Etude d'un bâtiment (R+7) À usage commercial et d'habitation, BEN MOHAMED MAHEIDDINNE et NACERA MALKI NAIMA UNIVERSITE –Djilali Bounaama- Khemis Miliana -2016-).
- Cour de Béton Armé.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD (Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL (Calcul).
- WORD (Traitement du texte).

Résumé

Le but de cette étude est la conception et la modélisation d'un bâtiment (R+7) à usage multiple (habitation et commerciale) qui sera implanté dans la wilaya d'Annaba, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 Version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poteaux, les poutres et les voiles en béton armé. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établis par le logiciel (Robot Structural Analysis Professional).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux réglementations en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 et CBA93.

Mots clés: conception, modélisation, bâtiment, ferrailage, le règlement parasismique Algérien.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم ونمذجة مبنى يتألف من طابق ارضي + 7 طوابق للاستخدام السكني و التجاري يتم انجازها في ولاية عنابة، مصنفة في المنطقة IIa بناء على "القواعد الجزائرية المضادة للزلازل" (RPA99 Version 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الأعمدة ، الروافد والجدران المصبوبة بالخرسانة المسلحة ، وقد تم إنشاء دراسة و تحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج (Robot Structural Analysis Professional).

تحديد الأبعاد و تسليح جميع العناصر المقاومة في البناية صمم طبق لمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر 99 modifier 99, BAEL91, RPA99 Version 2003, CBA93.

كلمات مفتاح: تصميم, نمذجة, مبنى, تسليح, القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

Abstract

The purpose of this study is Design and Modeling of a building (G+7) for residential and commercial use which will be located in the wilaya of Annaba, classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulation (RPA99 Release 2003). The stability of the structure is ensured by reinforced concrete's columns, beams and walls. The study and analysis of this structure have been established by software (Robot Structural Analysis Professional).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the rules applicable in force, namely BAEL91 modifier 99, RPA99 Version 2003 and CBA93.

Key words: Design, Modeling, building, reinforcement, Algerian seismic regulation.