REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue d'obtention du diplôme Master professionnelle en génie civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles

THEME

Etude d'un bâtiment (RDC+9 étages + sous-sol) à usage d'habitation Contreventé par des voiles porteurs (Avec le logiciel ETABS)

Etudié par:

M^{elle} : AIT AMRANE Thanina

M^{elle} : TAHI Fahima

Dirigé par : M^{r} : KAHIL.A

PROMOTION 2019/2020

Remerciements

Au terme de la rédaction de notre mémoire, nous tenons à saisir cette occasion pour adresser nos profonds remerciement et notre gratitude au :

DIEU le tout puissant qui nous a donné la foi, le courage et la patience de parvenir à finir ce modeste travail.

Nos parents pour leurs contributions, leurs soutiens, leurs encouragements et leur patience.

Ensuite, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de M^{r}. KAHIL, on le remercie pour nous avoir fait bénéficier de ses compétences scientifiques et aussi pour sa disponibilité.

Nos sincères remerciements vont également à tous nos amis qui nous ont apportés leurs aides d'une manière ou d'une autre.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travaille aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher père.

A ma très chère maman.

A mes frères : Nadjib et Md'akli.

A mes sœurs : Naima, Nassima et Nesserine.

A mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines.

A mon binôme Thanina.

A mes amis : Cylia, Dehbia, Fetta, Hassina, Wahiba, Merieme, Ali, Nadir et Hakim.

A toute la promotion, 2019-2020

Fahima Tahi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travaille aux personnes qui me sont les plus chères :

A mon très cher père.

A ma très chère maman.

A mon cher frère : Mahmoud.

A ma chère sœur : Malika.

A mes oncles, mes tantes, ma grand-mère, mes cousins et mes cousines.

A mon binôme Fahima.

A mes amis : Sylia, Walid, Redouane, Fahima, Merieme, Hassina, Djamel, Yacine, Mouloud, Hakim, Kouceila, Zouina, Fetta, Wahiba, Ali

A toute la promotion 2019-2020

Thanina Ait Amrane

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1-12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 13-25

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 : Acrotère 26-32

III.2: Plancher 32-49

III.3 :.les balcons 49-54

III.4 : la salle machine 55-65

III.5 : L'escalier 65-85

III.6 : La poutre palière 85-96

Chapitre IV : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA 97-119

Chapitre V : Ferraillage des éléments

V-1- Ferraillage des poteaux 120-133

V-2- Ferraillage des poutres 134-145

V-3- Ferraillage des voiles 145-162

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure 163-185

Chapitre VII : Etude du mur plaque 186-191

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

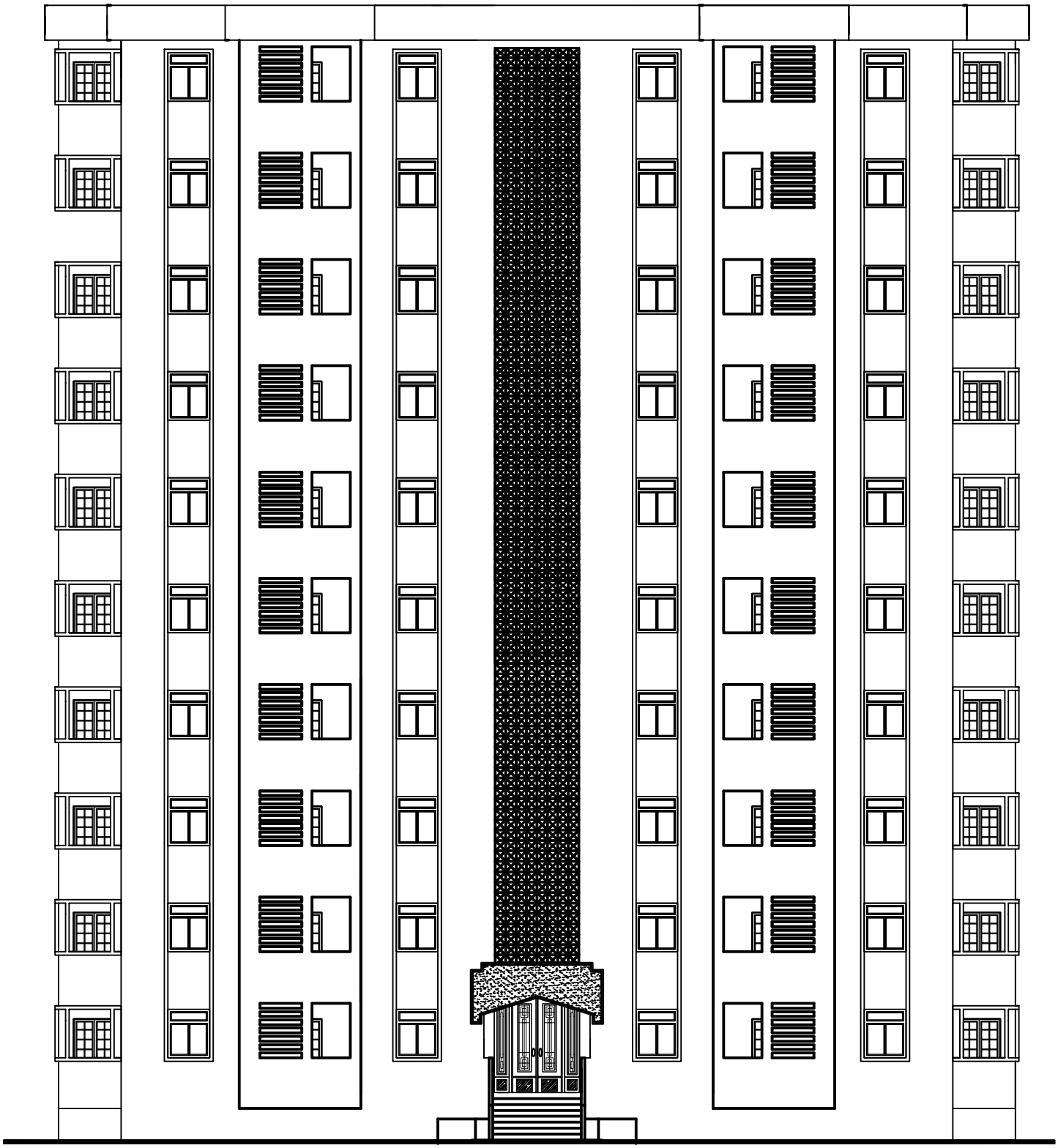
Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés 10
Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA 15
Tableau II.2: Charge permanente due aux planchers terrasse 18
Tableau II.3 : Charge permanente due aux planchers étage courants 18
Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs 19
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs 19
Tableau II.6 : Charge permanente d'une dalle pleine 19
Tableau II.7: Coefficients de dégression de surcharge pleine 23
Tableau III.1 : Poids des plancher repris par les poutrelles..... 36
Tableau III.2 : Combinaison des charges 36
Tableau III.3 : valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU 39
Tableau III.4 : valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS 45
Tableau III.5 : Charge permanentes des balcons..... 50
Tableau III.6 : Charge permanentes de la volée 68
Tableau III.7 : Charge permanentes de la poutre palière 69
Tableau IV.1 : Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion 107
Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité suivant x-x 107
Tableau IV.3 : Vérification de l'excentricité suivant y-y 108
Tableau IV.4 : Pourcentage de participation de la masse modale..... 108
Tableau IV.5 : Valeurs de pénalités Pq 110
Tableau IV.6: L'effort tranchant donné par ETABS..... 111
Tableau IV.7 : les efforts normeaux au niveau des poteaux 116
Tableau IV.8 : Déplacements relatifs des portiques sens XX et YY 118
Tableau IV.9 : L'effet P-Delta selon X-X et Y-Y 119
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux 120
Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA 121
Tableau V.3 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux. 121
Tableau V.4 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux 122
Tableau V.5: Vérification des sections totale adoptée selon le RPA 122
Tableau V.6: Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux..... 124
Tableau V.7 : Vérification de la quantité d'armatures transversales 128
Tableau V.8 : Vérification des contraintes tangentielles 131
Tableau V.9 : vérification de la condition de non fragilité 121
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS 133
Tableau V.11: Sections des armatures longitudinales 134
Tableau V.12 : Détermination des armatures longitudinales pour des poutres principales 136
Tableau V.13 : Ferraillage des poutres principales en travée..... 136
Tableau V.14: Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (aux appuis) 137
Tableau V. 15 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA (en travée) 137
Tableau V.16 : Ferraillage des poutres principales adhérées aux voiles..... 137
Tableau V.17: Vérification des sections adoptée pour les PP adhérées aux voiles 138
Tableau V.18: Ferraillage des Poutres secondaires aux appuis 138
Tableau V.19 Ferraillage des Poutres secondaires en travée 139
Tableau V.20: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA (aux appuis) 139
Tableau V.21 : Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA(en travée)..... 139
Tableau V.22 : Ferraillage des poutres secondaires adhérées aux voiles 140

Tableau V.23 : Vérification des sections adoptée pour les PP adhérées aux voiles 140
Tableau V.24 : Vérification d'entrainement des barres 142
Tableau V.25 : Vérification de l'effort tranchant (PP) 142
Tableau V.26 : Vérification de l'effort tranchant (PS) 143
Tableau V.27 : Vérification de l'effort tranchant des Poutres adhérées aux voiles 143
Tableau V.28 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis 143
Tableau V.29 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP) 144
Tableau V.30 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS)..... 144
Tableau V.31 : Ferraillage des armatures verticales - sens transversales 153
Tableau V.32 : Ferraillage des armatures horizontales - sens transversale..... 154
Tableau V.33 : Ferraillage des armatures verticales - sens longitudinales 157
Tableau V.34 : Ferraillage des armatures horizontales - sens longitudinales 158
Tableau V.35 : Ferraillage des armatures verticales dans les deux sens 158
Tableau V.36 : Ferraillage des armatures horizontales dans les deux sens 159
Tableau V.37 : Vérification des contraintes de cisaillements selon le RPA 160
Tableau V.38 : Vérification des contraintes de cisaillements selon le RPA 160
Tableau V.39 : Vérification des contraintes de cisaillements d'après le BAEL94 161
Tableau V.40 : Vérification des contraintes de cisaillements d'après le BAEL94 (gaine d'ascenseur) 161
Tableau V.41 : Vérification des contraintes dans le béton..... 162
Tableau V.42 : Vérification des contraintes dans le béton (gaine d'ascenseur)..... 162
Tableau VI.1 : semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)..... 164
Tableau VI.2: semelles filantes sous voiles (sens transversal) 164
Tableau VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal) 165
Tableau VI.4 : Poids propre du radier.....168
Tableau VI.5 : Récapitulatif des contraintes 171
Tableau VI.6 : ferraillage des armatures 174
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier 175
Tableau VI.8 : Répartition des charges dans les nervures sens Y-Y..... 178
Tableau VI.9 : Répartition des charges dans les nervures sens X-X 179
Tableau VI.10: Ferraillage des nervures 180
Tableau VI.11 : Répartition des charges dans les nervures sens Y-Y(ELS) 183
Tableau VI.12 : Répartition des charges dans les nervures sens X-X (ELS) 184
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier 185
Tableau VII.1 : Ferraillage du mur plaque..... 189
Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS..... 191

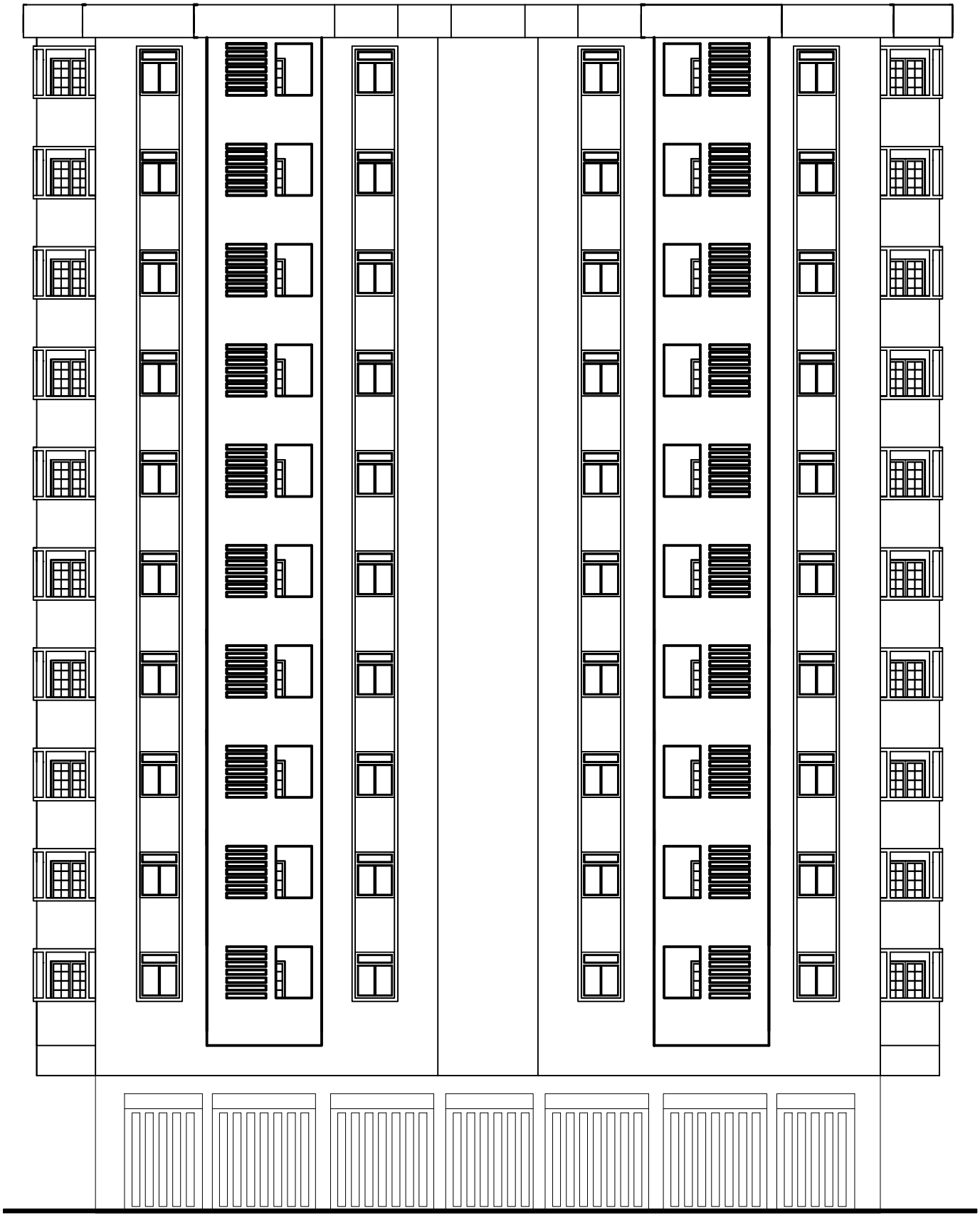
LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Coupe d'un plancher en corps creux2
Figure I.2 : Les murs intérieurs et extérieurs 3
Figure I.3 Escaliers en béton armé 3
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU. 7
Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS 9
Figure I.6: Diagramme contraintes-déformations de l'acier. 11
Figure II.1 : Coupe verticale du plancher 14
Figure II. 2 Coupe verticale du mur double cloison 18
Figure II.3: Coupe verticale de l'acrotère. 19
Figure II.4 : Surface d'influence du poteau central 20
Figure II.5 : Loi de dégression des surcharges 22
Figure III.1 : Diagramme des efforts internes 26
Figure III.2 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion simple 27
Figure III.3 : Elément d'un plancher 33
Figure III.4 : Treillis soudé de 15×15 cm 34
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle 35
Figure III.6 : Section de la poutrelle a ferraillé 35
Figure III.7 : Schématisation de la section des poutrelles 36
Figure III.8: Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées 38
Figure III.9: Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU 40
Figure III.10: Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS 46
Figure III.11 : Coupe schématique de la poutrelle 48
Figure III.12 : Schéma Statique du balcon 50
Figure III.13 : Schéma statique de la Gaine d'ascenseur 56
Figure III.14 : Correction des moments 59
Figure III.15 : Le panneau à ferrailler 59
Figure III.16: Différents éléments d'un escalier 66
Figure III.17: Schéma statique de l'escalier 67
Figure III.18: Schéma statique de l'escalier à L'ELU 69
Figure III.19: Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU 72
Figure III.20: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU, en tenant compte de l'encastrement partiel 73
Figure III.21: Section d'escalier à ferrailler 74
Figure III.22 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS 78
Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS 81
Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS, en tenant compte de l'encastrement partiel 82
Figure III.25: Section droite des escaliers 84
Figure III.26: Schéma statique de la poutre palière 86
Figure III.27: Section de la poutre palière 86
Figure III.28: Schéma statique de la poutre palière à L'ELU 87
Figure III.29: Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU 88

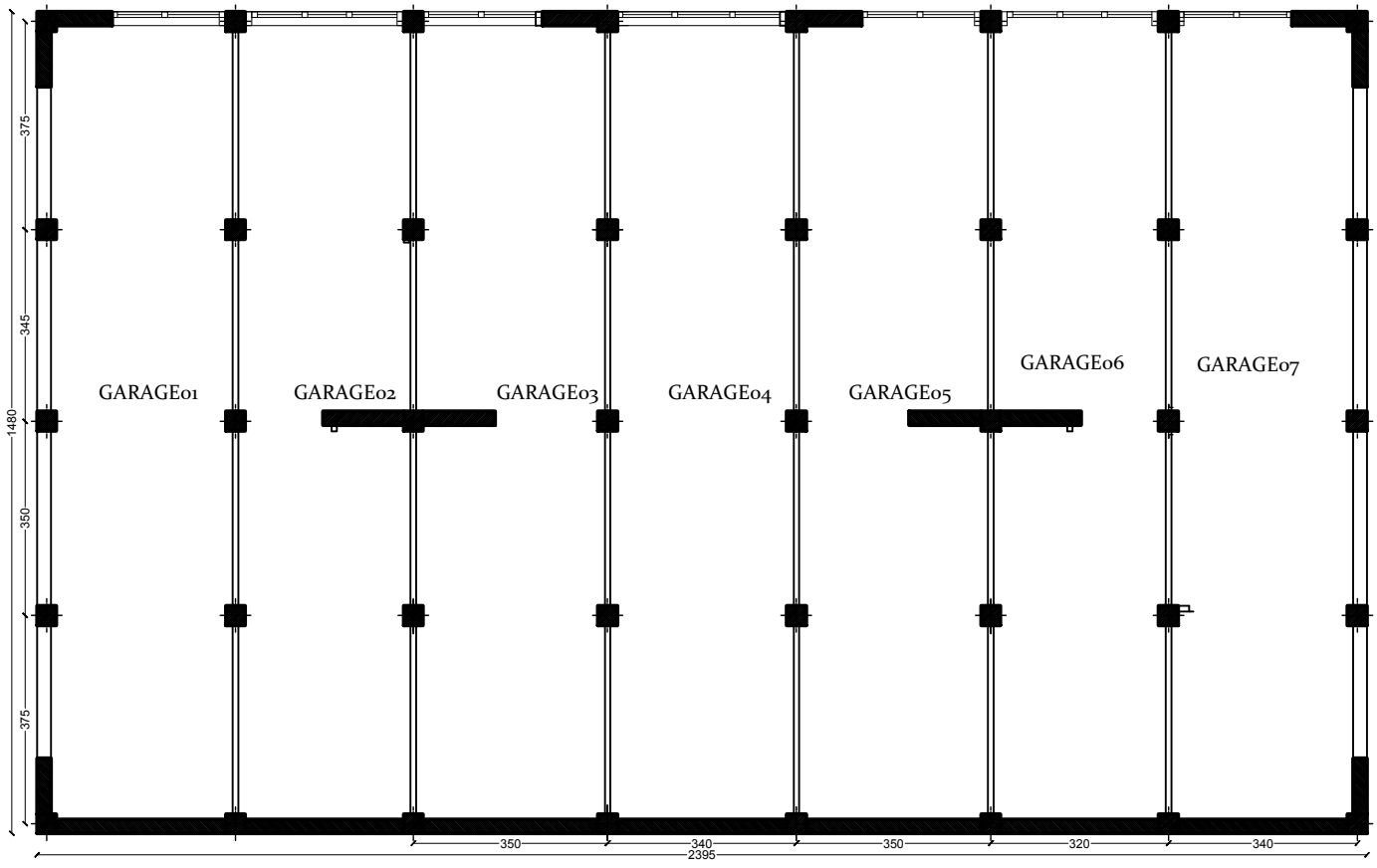
Figure III.30 : Section de la poutre palière a ferraillé 89
Figure III.31 : Schéma statique de la poutre palière àl'ELS 93
Figure III.32 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS 94
Figure V.1: Zone nodale..... 130
Figure V.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles 147
Figure V.3: Ferraillage du voile V_{T1} avec SOCOTEC 151
Figure V.4: Ferraillage du voile V_{T1} donné par SOCOTEC 151
Figure V.5: Ferraillage du voile V_{L1} avec SOCOTEC 157
Figure V.6 : Ferraillage du voile V_{L1} donné par SOCOTEC 157
Figure VI.1 : schéma statique de calcul du débord du radier..... 176
Figure VI.2 : Présentation des charges simplifiées. 177
Figure VI.3: Répartition trapézoïdale. 177
Figure VI.4: Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY) 178
Figure VI.5 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY). 179
Figure VI.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX). 179
Figure VI.7 **:** Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX) 180
Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY) (ELS)..... 183
Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX) (ELS) 184
Figure VII.1**:** Schéma statique du Mur plaque. 187
Figure VII.2: Diagramme des contraintes 188
Figure VII.3 **:** La section du mur à ferrailler..... 189



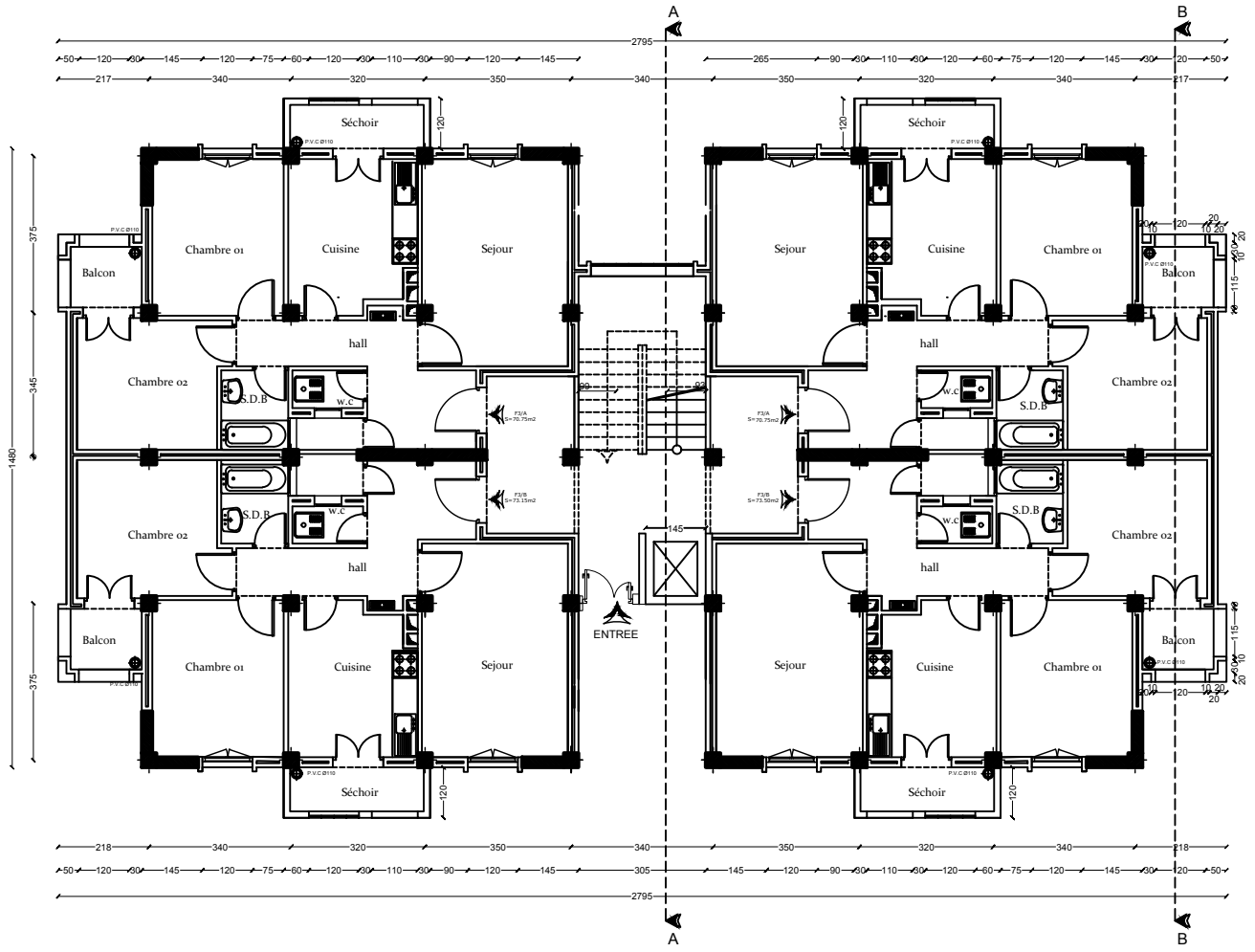
FACADE PRINCIPALE



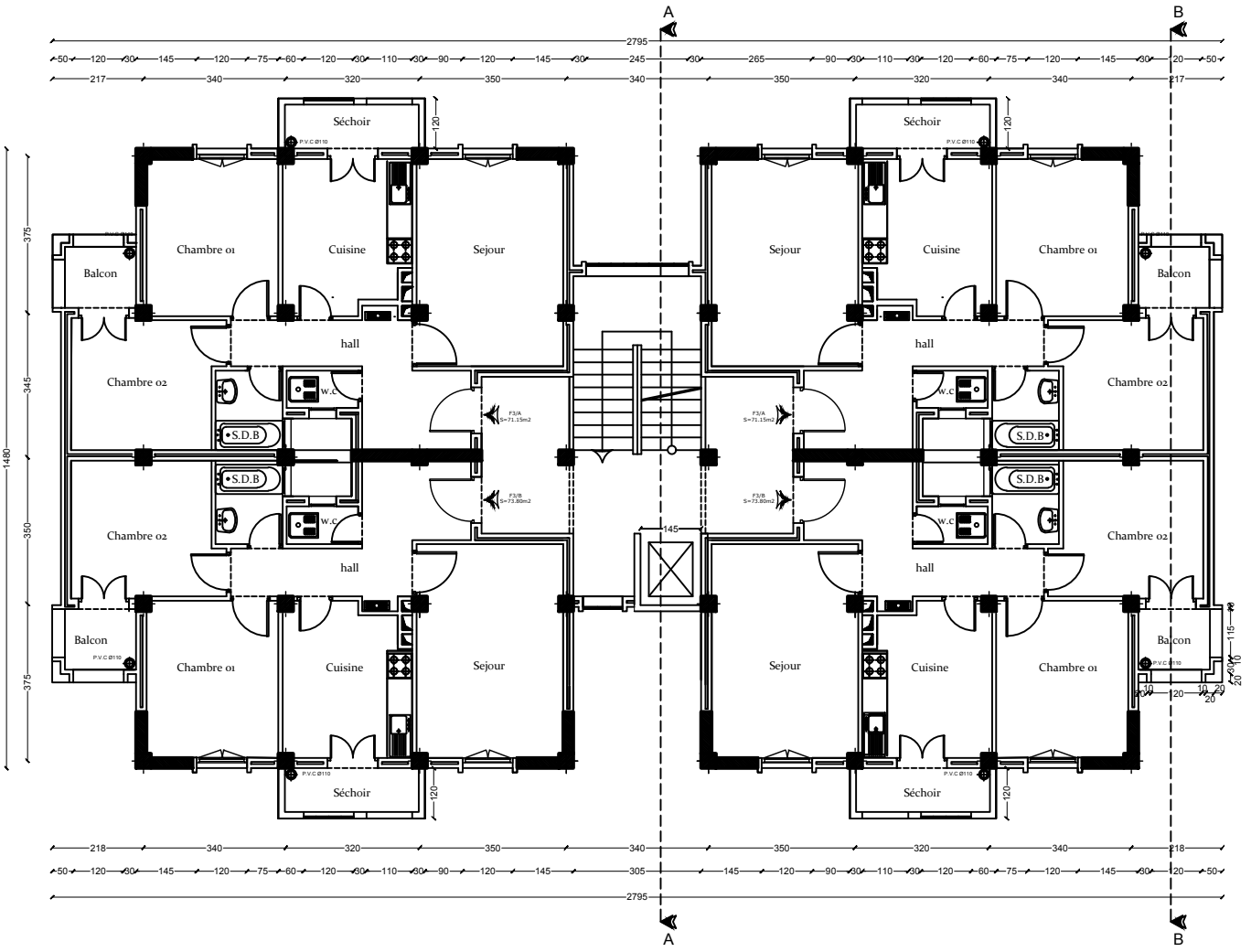
FACADE POSTERIEURE



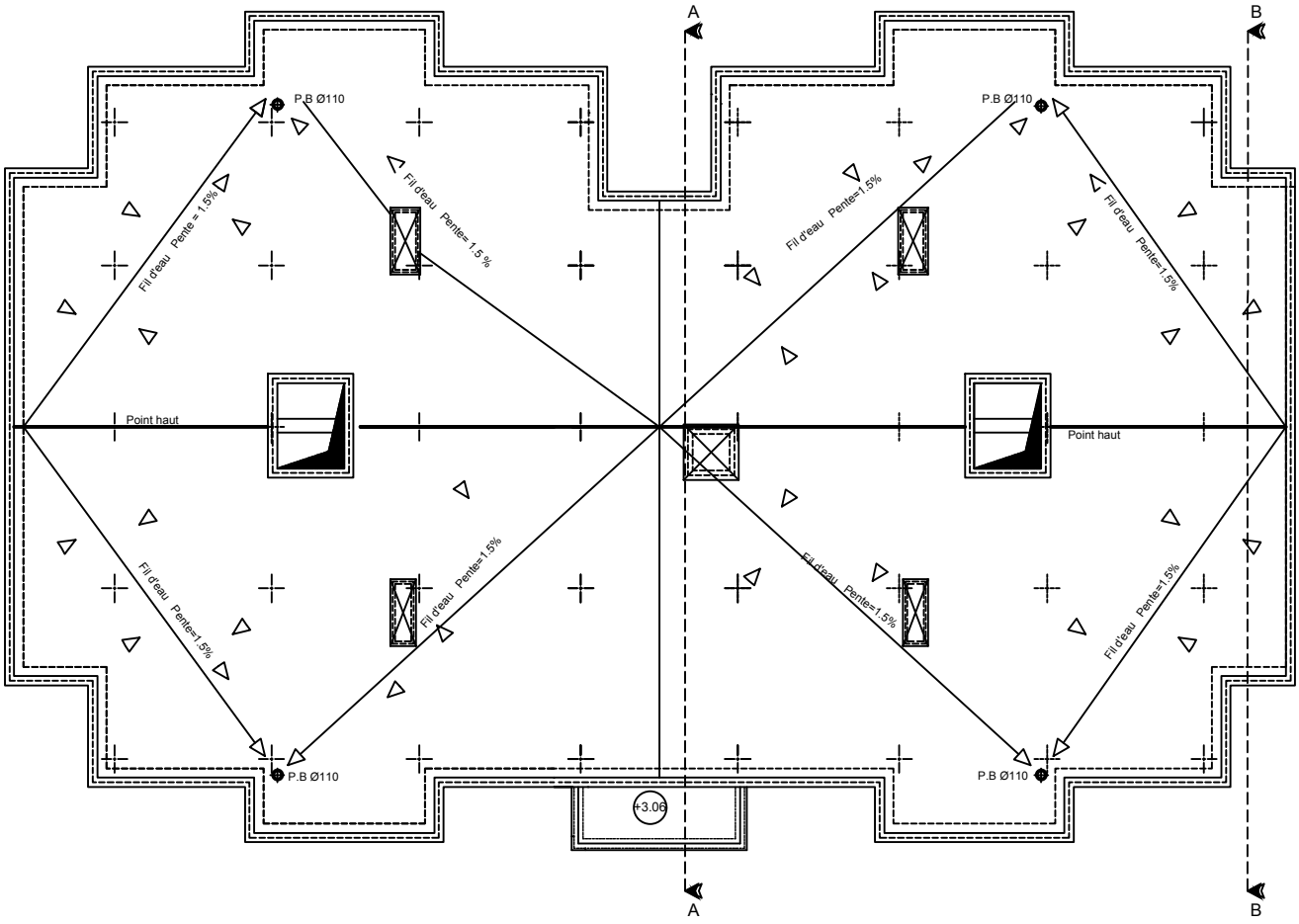
PLAN S/SOL (GARAGES)



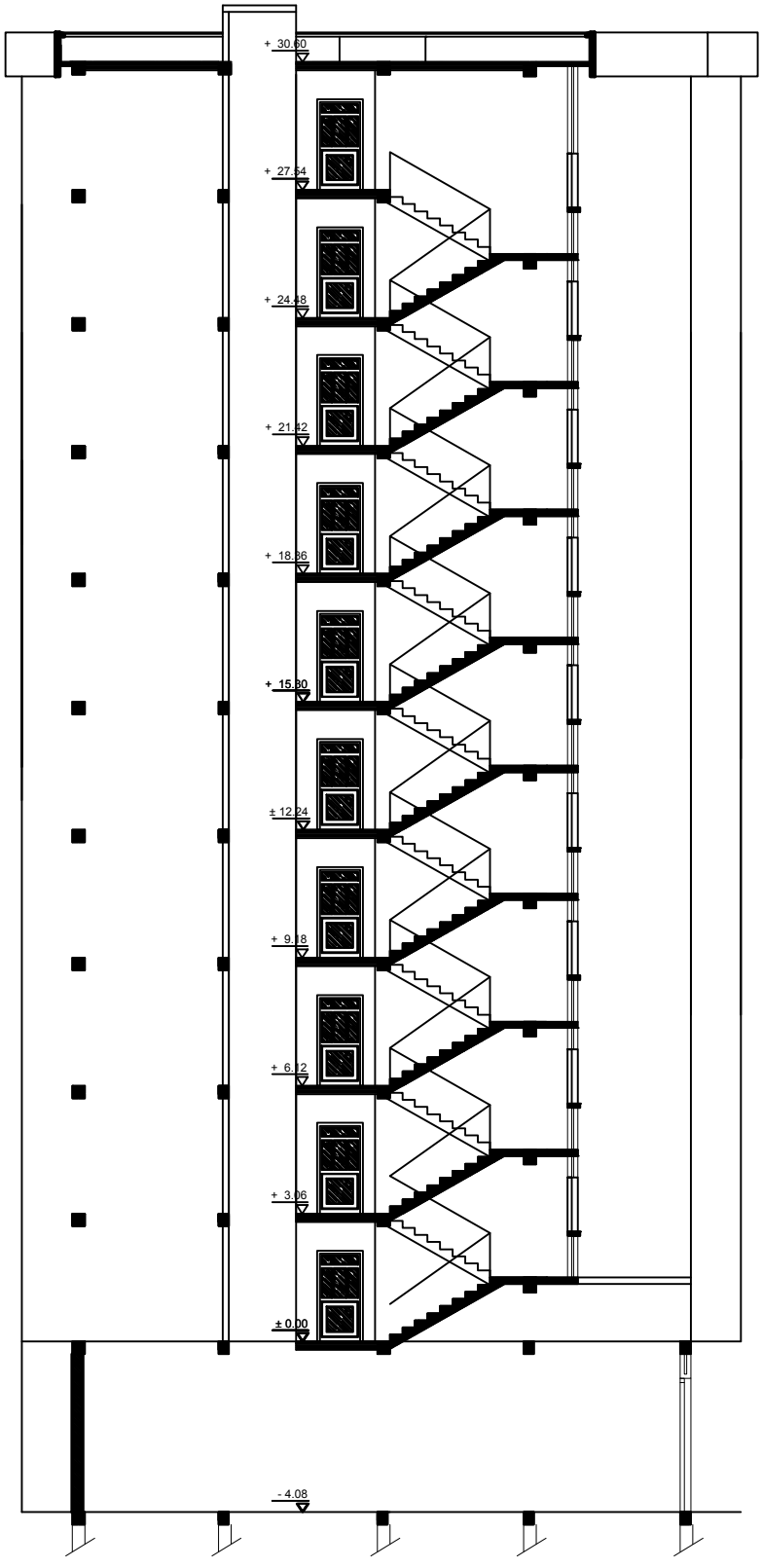
PLAN REZ DE CHAUSSEE



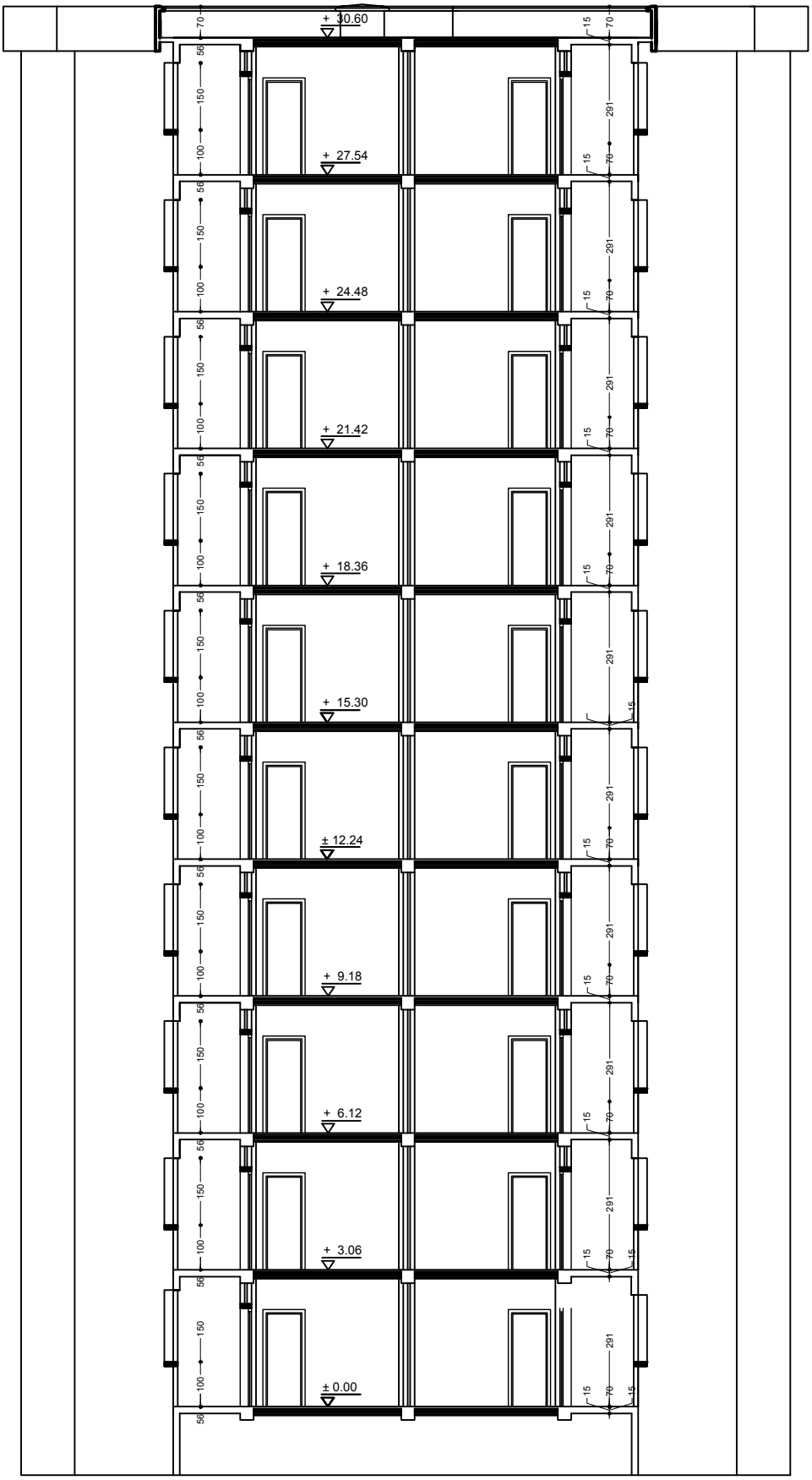
PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE



COUPE AA



COUPE BB

Introduction générale

Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise conception à un mauvais comportement. A l'effet, des études basent sur des modèles physiques et mathématique sont menés pour limiter et mettre en œuvre une réglementation fiable qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur pour obtenir un ouvrage résistant, et c'est l'objectif d'une étude de génie civil.

Pour cela, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais il doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. On doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un bâtiment en (R +9+Sous-sol), en plus des calculs statiques faisant l'objet des trois premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique par différentes disposition des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au quatrième chapitre, ce chapitre qui contient aussi les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferraillage des différents éléments

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I. Introduction :

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répondu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A
L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

II.1. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cas de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcule d'un bâtiment **(R+9+S.S)**, un RDC et 09 étages courants à usage d'habitations.
Le bâtiment sera implanté à **AZAZGA.** Cette région est classée en **(zone IIa)** selon le règlement parasismique Algérien **(RPA99/version 2003*)***, dans le groupe d'usage **(2)**.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale……..…30.60m
- Longueur totale……. 14.80m
- Largeur totale…… .. 27.65m
- Hauteur des étages courants…….. 3.06m
- Hauteur du RDC……..... 3.06m
- Hauteur du Sous-sol…….. 4.08m
- Hauteur de l'acrotère ……..... 0.70m

I.3. Eléments De l'ouvrage :

1. Ossature du bâtiment :

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé dans les deux directions.

2. Les planchers :

Sont des aires planes horizontales, limitant les étages et supportant les revêtements et surcharges. Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on a opté pour deux types de plancher : **plancher en corps creux** et **plancher dalle pleine.**

a. <u>Plancher à corps creux</u> :

Les planchers réalisés en corps creux sont constitués de nervures, appelés poutrelles, qui assurent la fonction de portance, d'un remplissage en corps creux et d'une dalle de compression en béton.

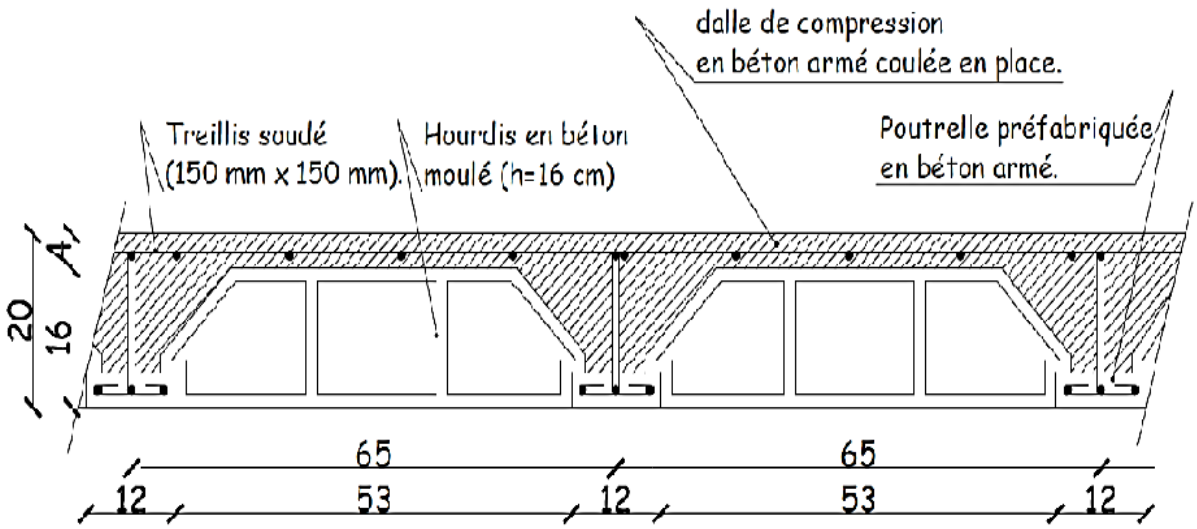


Fig I.1 : coupe d'un plancher en corps creux

Le plancher terrasse est équipé d'une isolation thermique et d'une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

b. <u>Plancher dalle pleine</u> :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

3. <u>Maçonnerie</u> :

La maçonnerie de notre structure sera réalisée en briques creuses.

- **Les murs extérieurs :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs :** Seront réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

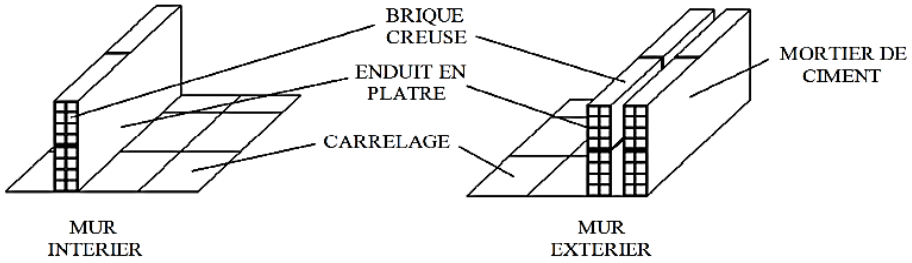


Fig I.2 : Les murs intérieurs et extérieurs

4. Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.
- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.

5. Escaliers :

Un **escalier** est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers à deux volées et un palier de repos, coulés sur place en béton armé.

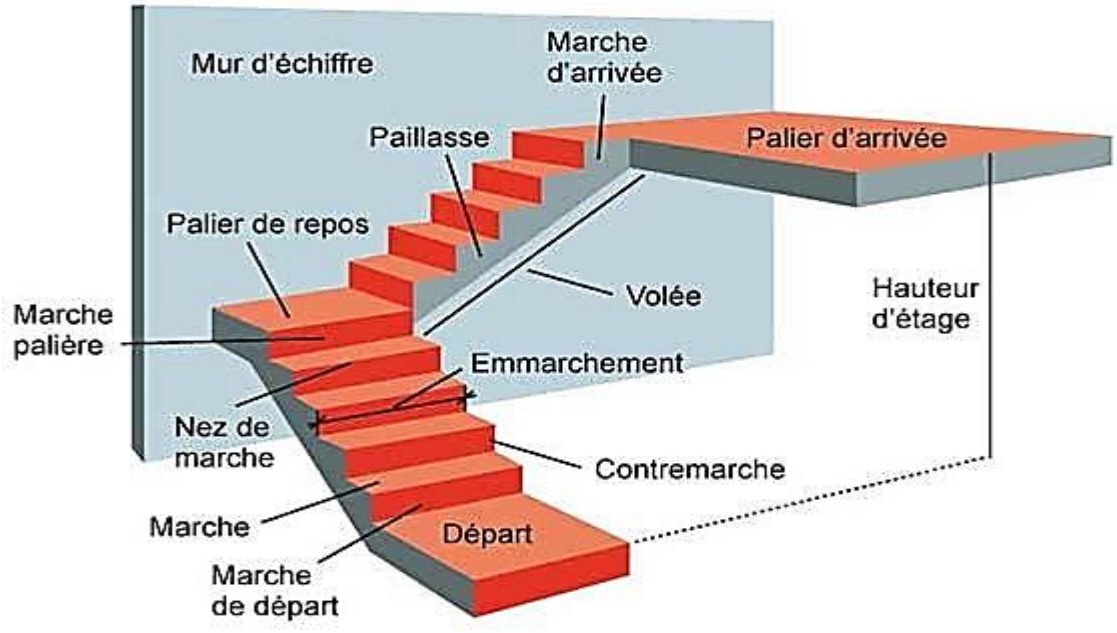


Fig I.3 : Escaliers en béton armé

6. Revêtement :

- **Enduit ciment :** pour les murs extérieurs, sanitaires, cage d'escaliers.
- **Enduit plâtre :** pour les murs intérieurs et les plafonds.
- **Revêtement en Céramique :** pour les salles d'eau et les murs de cuisine.
- **Carrelage :** pour les planchers et les escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, pour éviter la pénétration des eaux pluviales.

7. Acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 70 cm.

8. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

9. Gaine d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

10. Les balcons :

Un balcon est un élément d'architecture consistant en une plate-forme, se dégageant du mur d'un édifice, i est à la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice.

11. Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers à corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1 Le béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravier), de liants normalisés (ciments), d'adjuvants éventuels et d'eau de gâchage. Il est définit du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec ces différents constituants.

Le béton, présente une très bonne résistance à la compression, par contre il a une très mauvaise résistance à la traction.

On utilise la méthode de **DREUX-GORISSE** pour déterminer les quantités optimales de matériaux (eau **E**, ciment **C**, sable S, gravillon **g** et gravier **G**) nécessaire à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m3** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

I.4.1.1. Granulats :

La composition de **1m³** du béton est la suivante :

- 350 kg/m3 de ciment de classe **CPA42,5 ; CEM1 42,5.**
- 400 Kg de sable de diamètre $\mathbf{D_g \leq 5mm}$.
- 800 Kg de gravier de diamètre $\mathbf{D_g \leq 25mm}$.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.4.1.2. Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances :

a. Résistance caractéristique à la compression (f_{cj}) :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée $\mathbf{f_{c28}}$.
Cette résistance est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée ayant un **diamètre** de **16cm** et une **hauteur** de **32cm** par compression axiale après 28jours de durcissement.

- Pour : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} \textbf{Si } j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83j} f_{c28} \\ \textbf{Si } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28} \end{cases}$$

[Art A.2.1, 11] BAEL91 modifié 99

- Pour : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} \textbf{Si } j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40+0{,}95j} f_{c28} \\ \textbf{Si } j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28} \end{cases}$$

[Art A.2.1, 11] BAEL91 modifié 99

Avec :

$\boldsymbol{f_{cj}}$: La résistance caractéristique à "J " jours.

$\boldsymbol{f_{c28}}$: La résistance caractéristique à "28" jours.

Pour **1m³** de béton courant doser à 350kg de ciment **(CPA325)**, la résistance moyenne $\mathbf{f_{c28}}$ comprise entre **22** et **25 MPa**
Pour l'étude de ce projet on prend **fc28 = 25 MPa**.

b. Résistance caractéristique à la traction (f_{tj}) :

La mesure directe de la résistance à la traction $\boldsymbol{f_{tj}}$, par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton $\boldsymbol{f_{tj}}$, à "$\boldsymbol{j}$" jours, est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} \textbf{Si } f_{cj} \leq 60\ MPa \rightarrow f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj} \\ \textbf{Si } f_{cj} > 60\ MPa \rightarrow f_{tj} = 0{,}275 f_{cj} \end{cases}$$ **[Art A.2.1, 12] BAEL91 modifié 9**

Dans notre cas $f_{c28} = 25\ MPA$

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

$$\boldsymbol{f_{t28} = 2{,}1\ MPa}$$

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module de déformation comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a. Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de "$\boldsymbol{j}$" jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté $\boldsymbol{E_{ij}}$, est égale à :

$$\boldsymbol{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}}$$ **[Art A.2.1, 21] BAEL91 modifié 99**

Pour $j = 28$ jours ..... $f_{c28} = 25\ MPa$

Donc : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164.195$ MPa

$$\mathbf{E_{i28} = 32164.195\ MPa}$$

b. Module de déformation différée :

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

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée, noté $\mathbf{E_{vj}}$ à" **j**" jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$\boldsymbol{E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}}$$ **[Art A.2.1, 22] BAEL91 modifié 99**

Pour $j = 28$ jours ..... $f_{c28} = 25\ MPa$

Donc : $E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865$ MPa

$$\mathbf{E_{v28} = 10818{,}865\ MPa}$$

I.4.1.4. Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale noté **G,** est donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{G = \frac{E}{2(1+\nu)}}$$ **[Art A.2.1.3] BAEL91 modifié 99**

Avec : → **E** : module de Young.

→ $\boldsymbol{\nu}$: Coefficient de poisson.

❖ **Coefficient de poisson "ν" : [Art A.2.1.3] BAEL91 modifié 99**

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale du béton.

Il est égale à :

- ν**= 0** pour le calcul des sollicitations (ELU).
- ν**= 0,2** pour le calcul des déformations (ELS).

I.4.1.5. Contraintes limites :

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a. Etat Limite Ultime (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

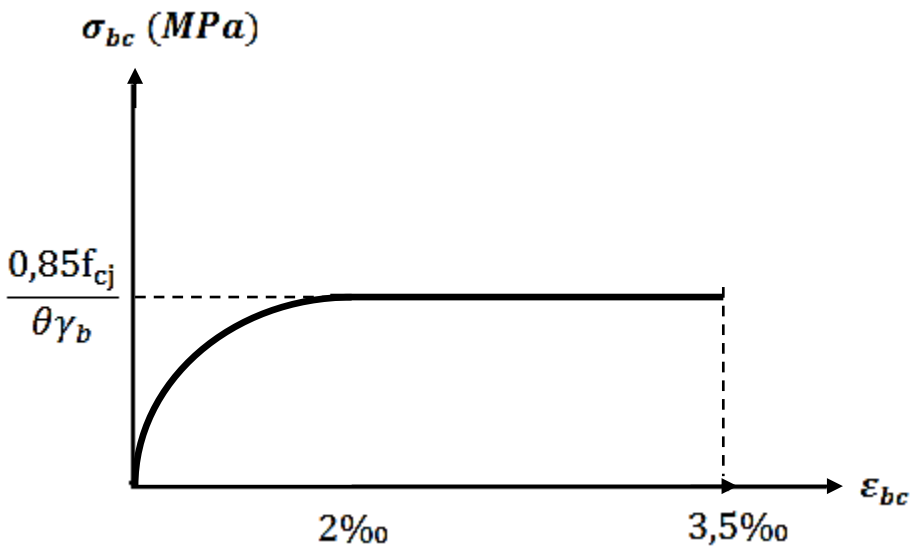


Fig I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec :

σ_{bc}: Contrainte de calcul du béton en compression.

ε_{bc}: Déformation du béton en compression.

a.1. Contrainte limite ultime à la compression :

La contrainte ultime du béton en compression, notée f_{bu} , est définie par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$ **[Art A.4.3, 41] BAEL91 modifié 99**

Avec :

γ_b *:* coefficient de sécurité.

Tel que : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ Situations courantes (durables)} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Situations accidentelles} \end{cases}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée "**t**" d'application des combinaisons d'action.

Tel que : $\begin{cases} \theta = 1 \quad \textbf{\textit{Si}} \quad t > 24h \\ \theta = 0{,}9 \quad \textbf{\textit{Si}} \quad 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0{,}85 \quad \textbf{\textit{Si}} \quad t < 24h \end{cases}$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à **j = 28 jours** ($f_{c28} = 25MPa$) en situation courante ($\gamma_b = 1{,}5$) et ($\theta = 1$), on aura :

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2\ MPa$$

a.2. Contrainte de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement, notée$\boldsymbol{\tau_u}$, est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}} \quad \textbf{[Art A.5.1, 21] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : $\boldsymbol{b_0}$ *:* la largeur de l'âme

$\boldsymbol{d}$ *:* la hauteur utile de la poutre

$\boldsymbol{V_u}$ *:* l'effort tranchant effectif de calcul

La contrainte limite de cisaillement est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

$\tau_u = \min(0{,}2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

- **Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :**

$\tau_u = \min(1{,}15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

b. Etat Limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité de structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- ✓ Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- ✓ Etats limites d'ouvertures des fissures.
- ✓ Etats limites de service de déformation

b.1. Contrainte limite de service à la compression :

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{cj}$ **[Art A.4.5, 2] BAEL91 modifié 99**

$\bar{\sigma}_{bc}$ *:* Contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25MPa \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$

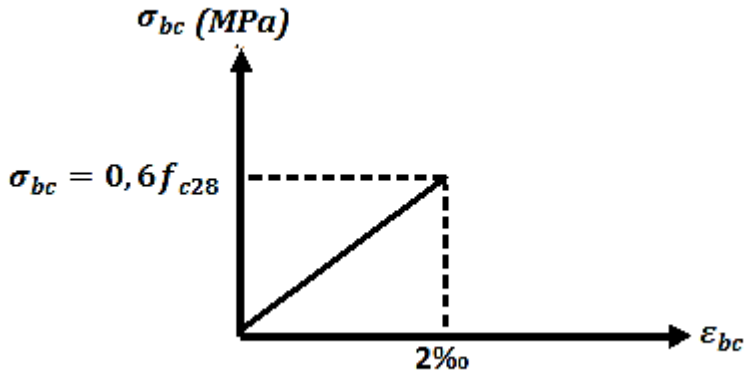


Fig I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

- $\varepsilon_{bc} \leq 2‰$ ⇒ c'est l'état élastique

I.4.1 Les Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

L'objectif des aciers est de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on utilise deux types d'acier :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Fe (MPa)	Résistance à la Rupture (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement (ψ)	Allongement relatif à la rupture (‰)
En barre	Haute adhérence	HA	400	480	1,6	1,5	14‰
Acier en treillis	Treillis soudés TLE520 (Φ<6)	TS	520	550	1,3	1	8‰

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

I.4.2. 1. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier ***Es*** est pris égal à **$2x10^5$ MPa**

$E_s = 2\times10^5$ MPa **[Art A.2.2, 1] BAEL91modifié 99**

I.4.2. 2. Contrainte limite dans les aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique à des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte $\boldsymbol{\sigma}$ et la déformation relative $\boldsymbol{\varepsilon}$.

a. Etat Limite Ultime (ELU) :

Les armatures d'acier sont destinées à reprendre les efforts de tractions, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$ **[Art A.4.3, 1] BAEL91modifié 99**

Avec :

f_e **:** La limite d'élasticité de l'acier.

γ_s **:** Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15 \rightarrow \textit{pour les situations courante}\text{(durables).} \\ \gamma s = 1 \rightarrow \textit{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$$

❖ **Diagramme déformations-contraintes: [Art A.2.2, 2] BAEL91modifié 99**

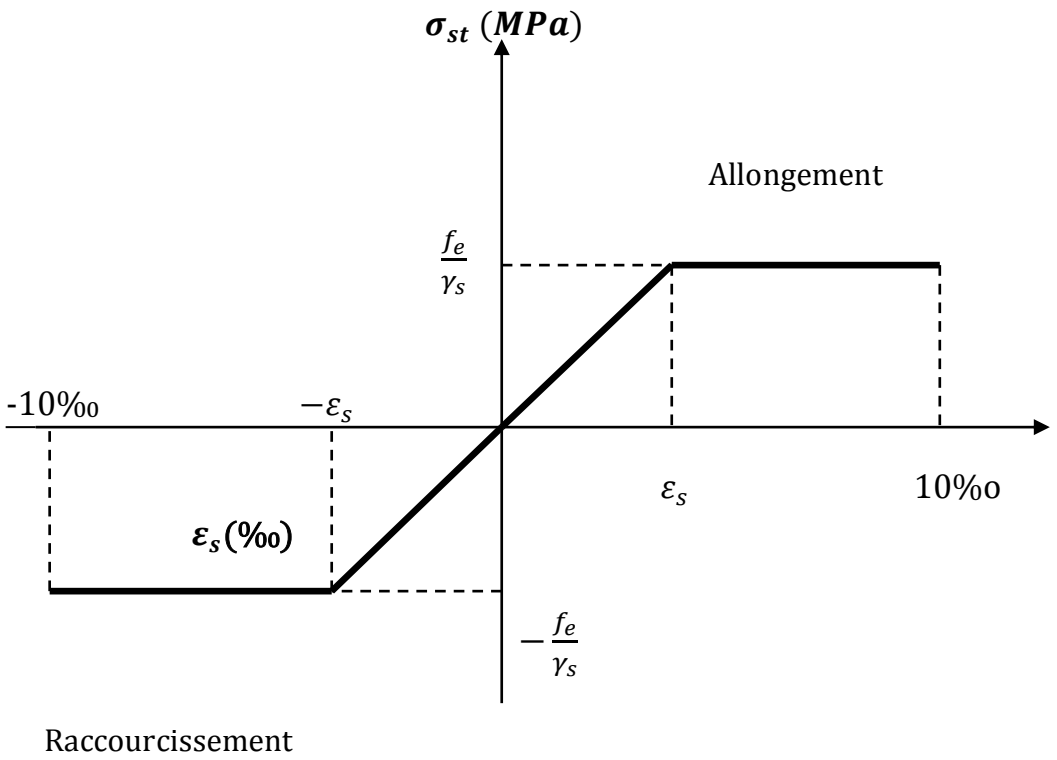


Fig I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier

b. Etat Limite de service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de ($\boldsymbol{\sigma_s}$) est donnée en fonction de type de la fissuration.

On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable : [Art A.4.5, 32] BAEL91modifié 99**

Il n'y a aucune vérification à effectuer :

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Fissuration préjudiciable : [Art A.4.5, 33] BAEL91modifié 99**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{st} = min\left\{\frac{2}{3}f_e\,;\max(0,5f_e;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}}$

Avec : $\boldsymbol{\eta}$ *:* coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.} \\ \eta = 1{,}3 & \text{pour les aciers de haute adhérence } (\Phi \leq 6\text{mm}). \\ \eta = 1{,}6 & \text{pour les aciers de moyenne adhérence } (\Phi \geq 6\text{mm}). \end{cases}$$

- **<u>Fissuration très préjudiciable</u> : [Art A.4.5, 34] BAEL91modifié 99**

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz), ou bien doivent assurer une étanchéité il faut vérifier que :

$$\sigma_{st} = min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

I.4.2.3. <u>Protection des aciers</u> : [Art A.7.2, 4] BAEL91modifié 99

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage **(C)** des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ✓ **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ✓ **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contacte d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- ✓ **c≥2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- ✓ **c≥1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

Ce pré-dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

-D.T.R–B.C.2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.

-D.T.R–B.C.2.41 : Code du Béton Armé (CBA 93)

-BAEL 91 Béton Armé aux états limites.

-D.T.R–B.C.2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

-D.T.R–B.C.2.48 : Règles parasismiques algériennes(RPA99) modifié en 2003.

II.2. Les Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers. Dalle pleine et dalle en corps creux; qui constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ → **BAEL 91/Art .6.8, 424)**

ht: hauteur de plancher

L_{max} : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

L=375- 25=350cm → Le RPA exige : On prend Min (b, h) ≥ 25 cm Zone IIa

ht = (350/22.5) = 15.55cm

On opte pour un plancher d'épaisseur **: ht = (16+4) cm**

- Epaisseur du corps creux =16cm
- Epaisseur de la dalle de compression =4cm

Ce dimensionnement reste valable pour le reste des planchers.

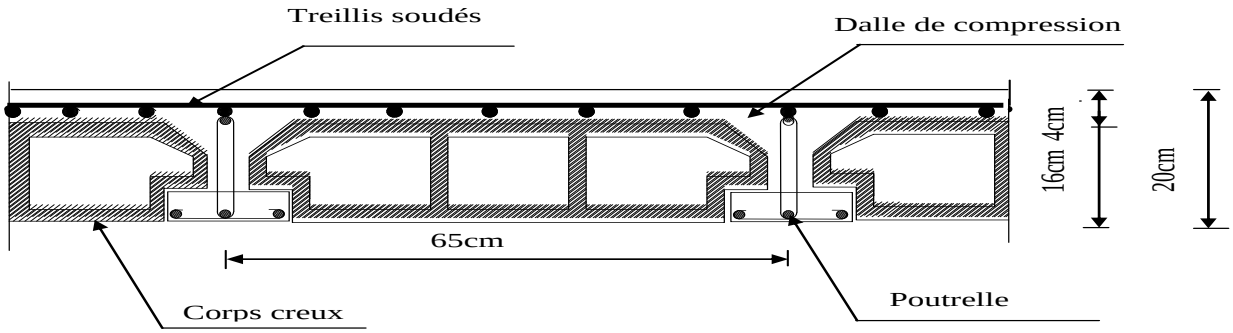


Fig. II.1 : Coupe verticale du plancher

II.3. Planchers en dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ La résistance au feu.

a. La résistance à la flexion :

- L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.20$cm ⟶ e ≥ 12cm

On adoptera une épaisseur **e = 15cm**

b. La résistance au feu :

e=7cm pour une heure de coupe de feu.

e=11cm pour deux heures de coupe feu.

II.4. Les Poutres :

On distingue des poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et des poutres secondaires qui assurent le chainage. On gardera une section rectangulaire constante pour tous les niveaux.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Hauteur** : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- **Largeur :** $0{,}4h \leq h_p \leq 0{,}7h$

Avec :

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

L : portée maximum entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

Largeur: $b \geq 20cm$

Hauteur: $h \geq 30cm$. **(RPA99. Art 7.5.1)**

Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

a. Poutres principales (PP):

Sachant que : L max =375 - 25 = 350 cm

- **Hauteur** : $350/15 \leq h_{pp} \leq 350/10$ $\quad 23.33cm \leq h_{pp} \leq 35cm$

Nous optons pour $\mathbf{h_{pp} = 35\ cm}$.

- ✓ **Remarque :** A prendre $\mathbf{h_{pp} = 30\ cm}$ de préférence, puisque c'est un pré-dimensionnement.

- **Largeur** : $0{,}4 \times 35 \leq b_{pp} \leq 0{,}7 \times 35$ $\quad 14\ cm \leq b_{pp} \leq 24.5cm$

Nous optons pour $\mathbf{b_{pp} = 30\ cm}$

- ✓ **Remarque :** A prendre $\mathbf{b_{pp} = 20\ cm}$ de préférence.

b. Poutres secondaires (PS) :

On a: $L_{max} = 350 - 25 = 325$ cm

- **Hauteur** : $325/15 \leq h_{ps} \leq 325/10$ $\quad 21.67cm \leq h_{ps} \leq 32.5\ cm$

Nous optons pour $\mathbf{h_{ps} = 30cm}$

- **Largeur :** $0{,}4 \times 30 \leq b_{ps} \leq 0{,}7 \times 35$ $\quad 12\ cm \leq b_{ps} \leq 21\ cm$

Nous optons pour $\mathbf{b_{ps} = 25cm}$.

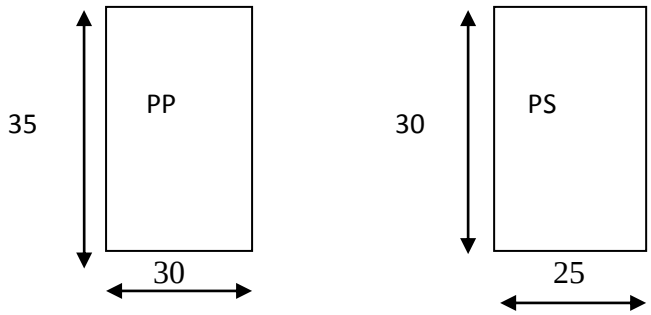
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
h≥ 30	35	30	Vérifié
h≥ 20	30	25	Vérifié
h/b≤ 4	1.16	1.2	Vérifié

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales **: (30×35)** $\boldsymbol{cm^2}$**.**
- Poutres secondaires : **(25 ×30)** $\boldsymbol{cm^2}$



II.5. <u>Les voiles</u> :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inferieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$\mathbf{a} \geq \boldsymbol{max}\left(\frac{\mathbf{he}}{\mathbf{25}}, \frac{\mathbf{he}}{\mathbf{22}}, \frac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}} = \frac{\mathbf{he}}{\mathbf{20}}\right)$$

Pour notre cas : $\mathbf{a} \geq \frac{\boldsymbol{h_e}}{\mathbf{20}}$

- ✓ **RDC et les autres étages :**

h_e=306-20 = 286cm.

a ≥ 286/20 = 14.2 cm.

On retiendra **a=15cm.**

$L_{min} \geq 4a = 4\times15 = 60$ cm ⇒ **condition vérifiée**

On prend l'épaisseur des voile **a= 20 cm**

- ✓ **Sous-sol :**

$\mathbf{h_e}$ = 408-20 =388cm.

a ≥ 388/20= 19.4cm.

On retiendra **a=20cm.**

$L_{min} \geq 4a = 4\times20 = 80$ cm ⇒ **condition vérifiée**

On prend l'épaisseur de voile **a= 20 cm**

II.6. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinale et transversales. Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article **(b8.4.1) de CBA93.**

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns qui est la somme de charge **Q** et **G.**

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$\mathbf{S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}}$$

Avec :

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$N_s = G+Q$

S : section transversale du poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$

A) Charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible : La terrasse est Selon le (**RPA 99, A 7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent Satisfaire les conditions suivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25$ cm.
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$cm.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

II.6.1.Détermination des charges et des surcharges :

- La terrasse inaccessible est réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

N°	Eléments	Epaisseur [cm]	Poids volumique (KN/m^2)
1	Couche de gravillon	1.5	1.00
2	Etanchéité multi couche	5	0.12
3	Forme de pente en béton	7	1.55
4	Feuille de polyane	/	0.01
5	Isolation thermique en liège	5	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	2.80
7	Enduit de plâtre	2	0.2
Charge permanente totale G_{Totale}			**G_t = 5.84**

Tableau II.2 : Charge permanente due aux planchers terrasse

- **Plancher d'étage courant et autre :**

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	2	0.40
3	Couche de sable	2	0.36
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	2.80
5	Enduit de plâtre	2	0.20
6	Cloison en brique creuse	10	0.90
Charge permanente totale G_{Totale}			5.06

Tableau II.3 : Charge permanente due aux planchers étage courants.

- **<u>Maçonnerie</u> :**

a. <u>Murs extérieurs</u> :

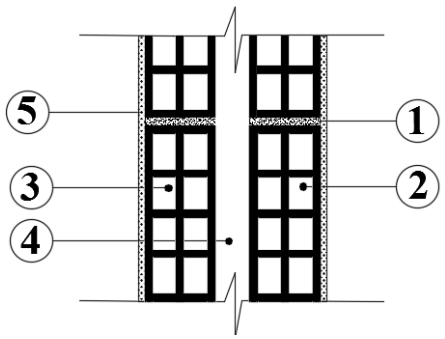


Figure II.2: Coupe verticale du mur double cloison

N°	Eléments	Hauteur (cm)	La charge (KN/ml)
1	Enduit ciment	2	0.36
2	Briques creuses	10	0.90
3	Lame d'air	5	/
4	Briques creuses	10	0.90
5	Enduit plâtre	2	0.20
Charge permanente totale G_{Totale}			**2.36**

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

b. <u>Murs intérieurs</u> :

N°	Eléments	Hauteur (cm)	La charge (KN/ml)
1	Enduit plâtre	2	0.20
2	Briques creuses	10	0.90
3	Enduit plâtre	2	0.20
Charge permanente totale G_{Totale}			**1.30**

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

- **Dalle pleine :**

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m2)
1	Mortier de pose	2	0.44
2	Couche de sable	2	0.51
3	Enduit de ciment	2	0.36
4	Carrelage	2	0.44
5	Dalle pleine	15	3.75
Charge permanente totale G_{Totale}			**5.5**

Tableau II.6 : Charge permanente d'une dalle pleine

- **<u>L'acrotère</u> :**

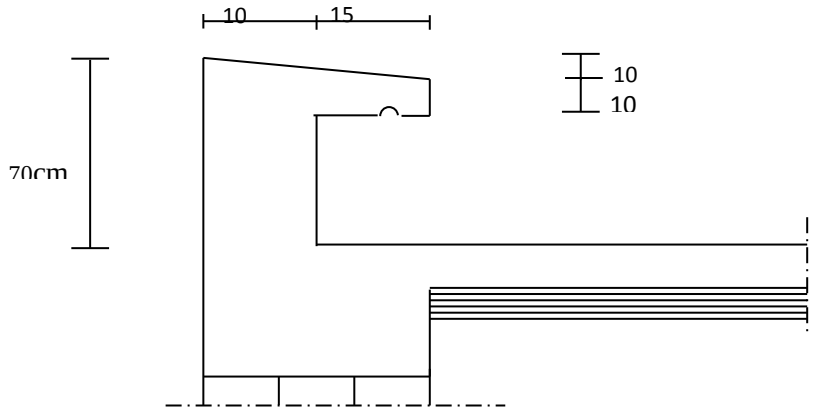


Fig II.3 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.7 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) + \left(\frac{0.15 \times 0.1}{2}\right)\right] = 25 \times 0.0925$$

$$G = 2{,}312 \text{kN/ml}$$

B) <u>Surcharge d'exploitation</u> :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible ⟶ Q = 1 KN/m^2
- ✓ Plancher étage courant à usage d'habitation ⟶ Q = 1.50 KN/m^2
- ✓ Plancher Sous soul (parking) ⟶ Q = 2.50 KN/m^2
- ✓ Balcons ⟶ Q = 3.50 KN/m^2
- ✓ Acrotère ⟶ Q = 1.00 KN/m^2
- ✓ Escalier ⟶ Q = 2.50 KN/m^2

II.6.2 : Descente de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

a. Surface d'influence :

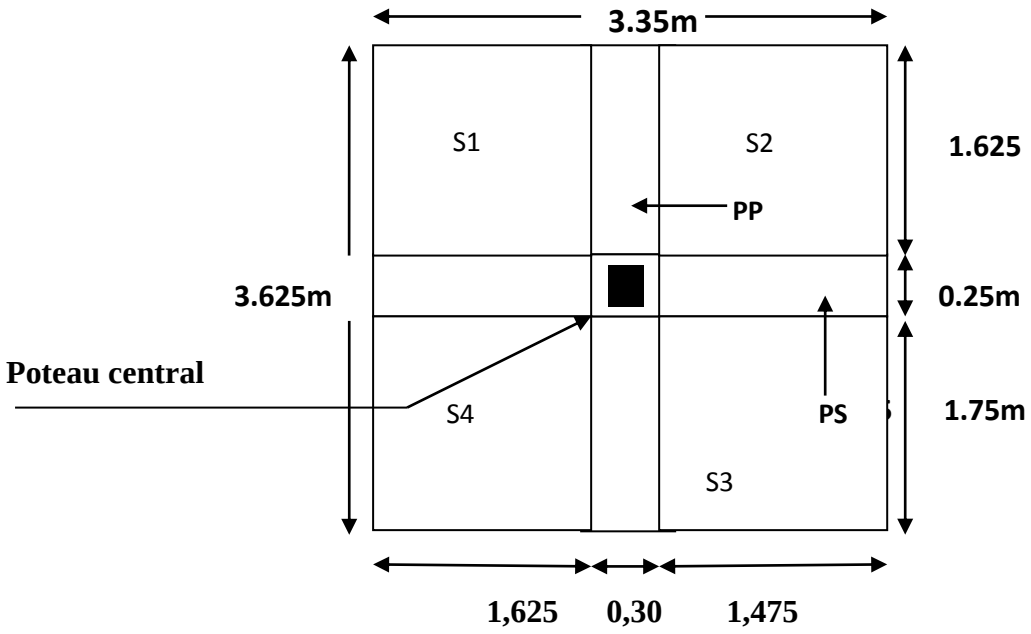


Fig II.4 : surface d'influence du poteau central

- **Section nette :**

S_n = (1.475+1.625) x (1.75+1.625)

S_n = 10.46 m^2

- **Section brute :**

S_b = 3.625 x 3.35

S_b = 12.14 m^2

b. Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :

- ✓ Plancher terrasse : $G_t = 5.84$ KN/m^2
- ✓ Plancher étage courant : $G_t = 5.06$ KN/m^2
- ✓ Plancher RDC : $G_t = 5.06$ KN/m^2

- **Poids revenant à chaque plancher :**
  - ✓ **Plancher terrasse :**

P = 5.84 x 10.46 = 61.08 KN

  - ✓ **Plancher étage courant :**

P = 5.06 x 10.46= 52.92 KN.

c. Poids propre revenant à chaque poutre :

P = ρ × v

Avec :

ρ: Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas **(ρ = 25 KN /m^3)** pour le béton arme.

V : volume de la poutre.

✓ **Poids des poutres principales PP :**

$G_{pp} =$ [(0,30 × 0,35) (1.625+1.75)] × 25 =8.85KN

✓ **Poids des poutres secondaires PS :**

G_{PS} = [(0, 25 × 0, 30) (1.625+1.475)] × 25 = 5.81KN.

Poids de la poutre est : $G_{Totale} = G_{PP} + G_{PS} = 8.85 + 5.81 = 14.66$KN.

d. Poids propre revenant aux poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du **RPA** préconisé pour la Zone **IIa** à savoir (25×25) cm^2

- **Sous-Sol :** $P_1 = 0.40 \times 0.40 \times 4.08 \times 25 = 16.32$KN
- **RDC :** $P_2 = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24$KN
- **1er , 2ème ,3ème :** $P_3 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37$KN
- **4ème 5ème ,6ème :** $P_4 = 0.30 \times 0.30 \times 3,06 \times 25 = 6.88$KN
- **7ème ,8ème ,9ème :** $P_5 = 0.25 \times 0.25 \times 3,06 \times 25 = 4.78$KN

e. Surcharge d'exploitation de chaque plancher :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible Q = 1.00 ×12.14= 12.14KN
- ✓ Plancher étage courant et RDC Q= 1.50× 12.14 = 18.21KN

- ✓ Plancher sous sol Q = 2.5 ×12.14 = 30.35KN

II.6.3 : Loi de dégression des charges :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .La loi de dégression est :

$$Q_{n=} Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_i \sum_{i=1}^{n} Q_i \qquad \text{Pour} \quad n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95\ (Q_1+Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 090\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n].\ \sum_{i=1}^{n} Q_0$

$n \geq 5$

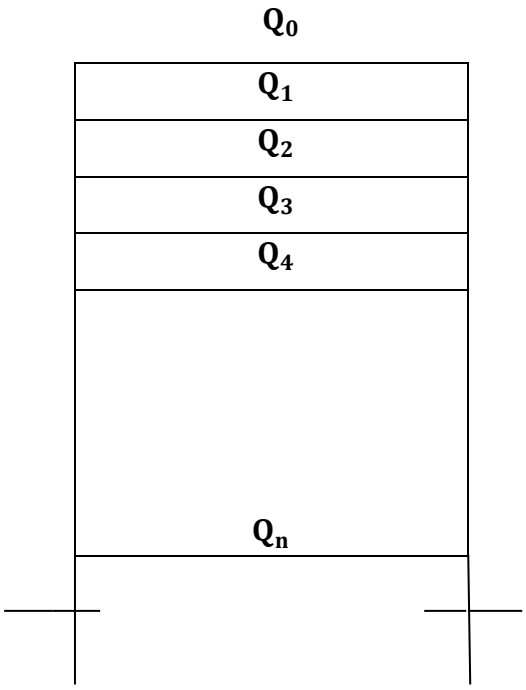


Fig II.5: Loi de dégression des surcharges

- **Coefficient de dégression de surcharges :**

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.68	0.68

Tableau II.7 : Coefficient de dégression de surcharge

- **Les surcharges cumulées :**

Niveau11…... Q0 =12.14KN
Niveau10…… Q0+Q1=12.14+18.21=30.35 KN
Niveau9……Q0+0,95 (Q1+Q2)=46.73 KN
Niveau8……Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3)=61.30 KN
Niveau7…… Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4)=74.05KN
Niveau6…… Q0+0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)=84.98KN
Niveau5……Q0+0,75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)=94.08KN
Niveau4……Q0+0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)=102.64KN
Niveau3…… Q0+0,68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8)=111.20KN
Niveau2……Q0+0,68(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+ Q8+Q9)=123.58 KN

Niveau1.....Q0+0,68(9Q1+Q10)=12.14+0.68(9x18.21+30.3)= 144.22 KN

Niv	Charges permanentes [KN]					Surcharge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N = G_c+Q_c [KN]	Section du poteau [cm^2]	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	**G** Totale	**G** Cumulé	**Q_i [KN]**	**Q** cumulé		Section trouvée	Section adoptée
9	61.08	/	14.66	75.74	75.74	12.14	12.14	87.88	58.58	25x25
8	52.92	4.78	14.66	72.36	148.1	18.21	30.35	178.45	118.96	25x25
7	52.92	4.78	14.66	72.36	220.46	18.21	46.73	267.19	178.12	25x25
6	52.92	6.88	14.66	74.46	294.92	18.21	61.30	356.22	237.48	30x30
5	52.92	6.88	14.66	74.46	369.38	18.21	74.05	443.43	295.62	30x30
4	52.92	6.88	14.66	74.46	443.84	18.21	84.98	525.82	350.54	30x30
3	52.92	9.37	14.66	76.95	520.79	18.21	94.08	614.87	409.91	35x35
2	52.92	9.37	14.66	76.95	597.75	18.21	102.64	700.39	466.92	35x35
1	52.92	9.37	14.66	76.95	674.67	18.21	111.20	785.87	523.91	35x35
RDC	52.92	12.24	14.66	79.82	754.51	18.21	123.58	878.09	585.39	40x40
s.sol	52.92	16.32	14.66	83.9	838.41	30.35	144.22	982.63	655.08	45x45

Tableau II.8: Détermination des dimensions des poteaux

- **Les vérifications :**

A) Vérification des conditions de l'RPA (Art 7.4.1) :

$$\begin{cases} \text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b,h) \geq he/20 \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : est la hauteur libre du poteau.

- **Poteau (25x25) :**

$Min\,(b,h) = 25 \geq 25\ cm$

$Min\,(b,h) = 25 \geq \frac{306}{20} = 15.3cm$

$1/4 < 25/25 = 1 < 4$

} **conditions vérifiées**

- **Poteau (30×30) :**

$Min\,(b,h) = 30 \geq 25\ cm$

$Min\,(b,h) = 30 \geq \frac{306}{20} = 15.3cm$

$1/4 < 30/30 = 1 < 4$

} **conditions vérifiées**

- **Poteau (35×35) :**

$Min\,(b,h) = 35 \geq 25\ cm$

$Min\,(b,h) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3cm$

$1/4 < 35/35 = 1 < 4$

} **conditions vérifiées**

- **Poteau (40×40) : (RDC)**

$Min\,(b,h) = 40 \geq 25\ cm$

$Min\,(b,h) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15.3cm$

$1/4 < 40/40 = 1 < 4$

} **conditions vérifiées**

- **Poteau (40×40) : (Sous-sol)**

$Min\,(b,h) = 40 \geq 25\ cm$

$Min\,(b,h) = 40 \geq \frac{408}{20} = 20.4cm$

$1/4 < 40/40 = 1 < 4$

} **conditions vérifiées**

B) <u>Vérification de la résistance des poteaux au flambement</u> :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « **λ**» soit :

$$\boldsymbol{\lambda} = \frac{L_f}{\boldsymbol{i}} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau **($L_f = 0.7\ l_0$).**

L_0=h_e=Longueur libre du poteau.

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

I: Moment d'inertie du poteau :**$I = b_4/1_2$**

B : section transversal du poteau (**$B = b_2$)**

Avec :

I : moment d'inertie du poteau,

A : section transversale du poteau (b × h)

I= $\frac{bh^3}{12}$ (section rectangulaire)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7\ L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0{,}7\ L_0}{\sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}}} = \frac{0{,}7 L_0\sqrt{12}}{b}$$

$$\boldsymbol{\lambda = 2.42\frac{l_0}{b}}$$

- ✓ Poteau (25× 25)……..λ = 2.42 x 3.06/ 0.25= 29,67 < 50
- ✓ Poteau (30 × 30)……..λ = 2.42 x 3.06 / 0.30=24,68 < 50
- ✓ Poteau (35×35)……...λ = 2.42 x 3.06/ 0.35 = 21,15< 50
- ✓ Poteau RDC (40 ×40)…… …λ = 2.42 x 3,06 / 0.40 = 18,51< 50
- ✓ Poteau Sous-sol (40 ×40)……λ = 2.42 x 4.08 / 0.40 = 24,68< 50

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction :
Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers.

III.1. Acrotère :

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à un effort **« G »** dû à son poids propre et à un effort latéral **« Q »** dû à la main courante provoquant un moment de renversement **« M »** dans la section d'encastrement.

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** en flexion composée pour une bande de **[1m]** linéaire.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

- Poids propre :

Poids propre de l'acrotère : $\mathbf{G_{acr} = \rho_{béton} \times S_{acr}}$
Avec :

ρ : Masse volumique du béton
S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times \left[(0.7 \times 0.1) + (0.15 \times 0.1) + \left(\frac{0.15 \times 0.1}{2}\right)\right] = 25 \times 0.0925$$

$$\mathbf{G = 2,312 KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale : **Q = 1 KN/ml.**
- Effort normal du au poids propre : **N = G × 1 = 2,312KN**
- Effort tranchant : **T = Q × 1 = 1 KN**
- Moment de renversement **M** dû à **Q** : M = Q × H × 1=1 × 0 .70× 1 = 0.70 KN.m

$$\mathbf{M = 0,70\ KN.m}$$

❖ **Schéma statique :**

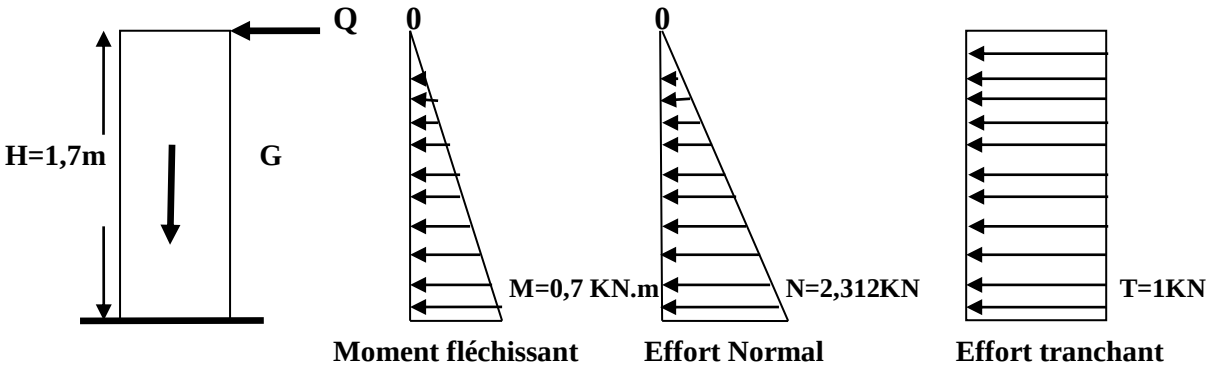


Fig III.1 : Diagrammes des efforts internes

III.1.3. Combinaisons de charges :

- **ELU : 1.35G + 1.5Q**

Nu = 1.35 N = 1.35 ×2,312 = 3,121 KN
Tu = 1.5 T = 1.5 ×1 = 1.5 KN
Mu = 1.5 M = 1.5 ×0.7= 1,05 KN.m

- **ELS: G + Q**

N_S = N =2,312 KN
T_S = T = 1 KN
M_S = M = 0.7 KN.m

III.1.4. Ferraillage de l'acrotère à L'ELU :

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section $(\mathbf{b \times h})\mathbf{cm^2}$ soumise à la flexion composée.

$H = 70$ cm ; $h = 10$ cm ; $c = c' = 2{,}5$ cm ; $d = 7{,}5$ cm

Fig III.2 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1{,}05}{3{,}121} = 0.336 \text{ m}$$

$$(\frac{h}{2} - c) = \frac{0{,}1}{2} - 0{,}025 = 0{,}025\text{m}$$

Avec : $\mathbf{M_u}$ **:** Moment dus à la compression.

$\mathbf{N_u}$ **:** Effort de compression.

$\mathbf{e_u}$ **:** Excentricité.

c : L'enrobage.

$(\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}} - \mathbf{c})$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 0{,}336\text{m} > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0{,}025\text{m}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc **la section est partiellement comprimée (SPC).** Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif **« $\mathbf{M_f}$ »**, puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b. Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$M_f = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)\right]$

$M_f = 3{,}121 \times [0{,}336 + 0{,}025] = 1{,}126\ \text{KN.m}$

$$\mathbf{M_f = 1{,}126\ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2\ \text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1{,}126 \times 10^3}{100 \times (7{,}5)^2 \times 14{,}2} = 0{,}014 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0{,}014 \rightarrow \beta = 0{,}993$$

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{1{,}126 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7{,}5} = 0.434\text{cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 348\ \text{MPa}$

c. Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

- **Armatures principale :**

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma st} = 0.434 - \frac{31{,}21}{348} = 0.344\ \text{cm}^2$$

$A_s = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.5 Vérification à l'ELU :

a) La condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

$$A_{min} = 0.23 \times b.d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7{,}5 \times \frac{2.1}{400} = 0.905\ \text{cm}^2$$

$A = 0{,}344 < A_{min} = 0{,}905\ \text{cm}^2 \rightarrow$ **la condition n'est pas vérifiée**

Avec :

$f_{t28} = 0{,}6 \times 0{,}06 f_{c28} = \mathbf{2{,}1\ MPa}$

Conclusion:

$A_{min} = 0{,}905 cm^2 \geq \quad A_{st} = 0{,}344\ cm^2 \longrightarrow$ **A_s= max (A ; A_{min})**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc on adoptera la section minimale.

$$\mathbf{A_{st} = A_{min} = 0,905\ cm^2}$$

Donc le ferraillage se fera avec la section minimale :

La section d'acier est : **4HA10** (A_s= 3,14cm^2) avec un espacement de S_t = 25 cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}78 cm^2$$

On opte pour : **4HA8** (A_r= 2,01cm^2) avec un espacement : S_t = 20cm.

b) <u>Espacement des barres</u> : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$$S_{t\,max} \leq \{3h, 33cm\}$$

$S_{t\,max} = 20cm \leq 33cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t\,max} \leq \{4h, 45cm\}$$

$S_{t\,max} = 20\ cm \leq 45cm \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

c) <u>Vérification au cisaillement</u> :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$ **[Art A.5.1, 1] BAEL91 modifié 99**

$$\tau_u = \frac{1{,}5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02\ MPa$$

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Dans notre cas la fissuration est **préjudiciable.**

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15 \frac{25}{1{,}5}; 4MPa\right) = \min(2{,}5MPa; 4MPa)$$

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

$\tau_u = 0{,}02\ MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

<u>Conclusion</u> :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre à l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) <u>Vérification de l'adhérence des barres</u> :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum ui} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{tj} \end{array}\right\} \textbf{[Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : $\boldsymbol{\tau_{se}}$**:** contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\mathbf{V_u}$**:** effort tranchant est égale à 1,5 KN

d : hauteur utile est égale à 7,5 cm

$\mathbf{U_i}$ **:** Périmètre utile de barre.

$\sum$ Ui = n. Ø. π où **n :** le nombre de barre.

$\Rightarrow \sum \text{Ui} = 4 \times 8 \times 3,14 = 100,48 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 75 \times 100,48} = 0,221 \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\psi_s}$ **:** Coefficient de scellement ;

Il prend les valeurs de : **1,5 :** Pour les barres à haute adhérence (HA)

1 : pour les barres rondes lisses (R.L)

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$\tau_{se} = 0,221 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$ $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) <u>Longueur de scellement droit</u> : [Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre Ø, soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$L_s = 40Ø$ Pour FeE 400

$L_s = 50Ø$ Pour FeE 500 et pour les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40Ø = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$

$$\mathbf{L_s = 32 \text{ cm}}$$

III.1.6. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta . f_{t28}})\right\}$$

Avec : $\boldsymbol{\eta}$**:** coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1{,}6 & \text{Pour H.A} \\ \eta = 1 & \text{Pour les ronds lisses} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\boldsymbol{\eta = 1.6}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; \max(0{,}5 \times 400; 110\sqrt{\eta . f_{t28}})\right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{266{,}6; \max(200; 201{,}63)\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \qquad \textbf{Avec :}\ \mathbf{M_s} = 0{,}7\ \text{KN.m} \quad \mathbf{A_{st}} = 3{,}14\ \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 7{,}5} = 0{,}418$$

$$\rho_1 = 0{,}418 \rightarrow \beta_1 = 0{,}901$$

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}7 \times 10^3}{0{,}901 \times 7{,}5 \times 3{,}14} = 32{,}99\ \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 32{,}99\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201{,}63\ \text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6.f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$

$$\rho_1 = 0{,}418 \longrightarrow \begin{cases} K_1 = 35{,}50 \\ \alpha_1 = 0{,}297 \end{cases}$$

$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,028 \times 32,99 = 0,923$ MPa

$\sigma_{bc} = 0,923$ MPa $< \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$$ **([Art 6.2.3] RPA99/ version 2003)**

Avec : **A :** Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **(zone IIa, groupe d'usage 2)** ⇒ A = 0,15 **([Art 4.2.3 tab (4-1)] RPA99/ version 2003)**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8 ([Art 6.2.3 tab (6-1)] RPA99/ version 2003)**

Dans notre cas : (**élément en console**) : $\mathbf{C_p = 0,3}$

W_p: Poids de l'acrotère ($W_p = 2,312$ KN/ml)

D'ou : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 2,312 = 0,416$ KN/ml

$F_p = 0,416$KN/ml $< Q = 1$KN/ml ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal, d'où le calcul au séisme est inutile.

Pour le ferraillage on adopte donc celui choisi précédemment.

III.2. Planchers :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

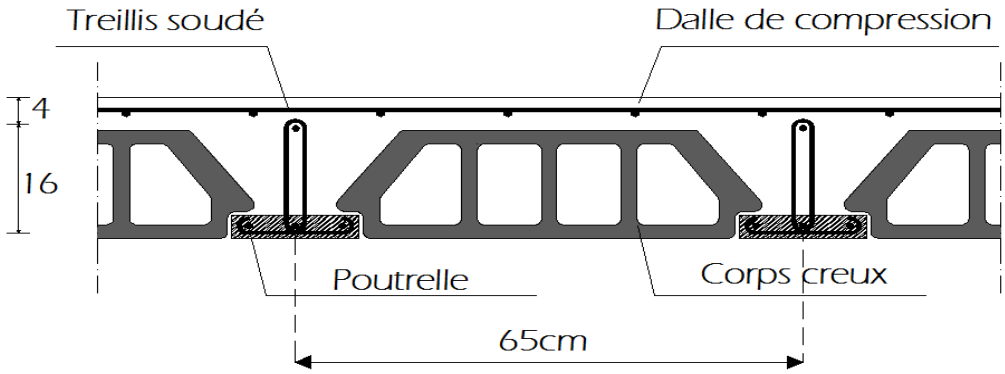


Fig III.3 : Elément d'un plancher

III.2.1 Étude et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis

Soudé, avec une limite d'élasticité f_e = 520 MPa dont le but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL91 modifié99 [Art B.6.8, 423]**

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après : Et cela pour une langueur $50\text{cm} < L < 80\text{ cm}$

a. Calcule des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0{,}65\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T5 = 0{,}98\ \text{cm}^2/\text{ml}$ Avec : **e = 20 cm**

b. Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5T5 = 0{,}98\ cm^2/ml$ Avec : **e = 20cm**

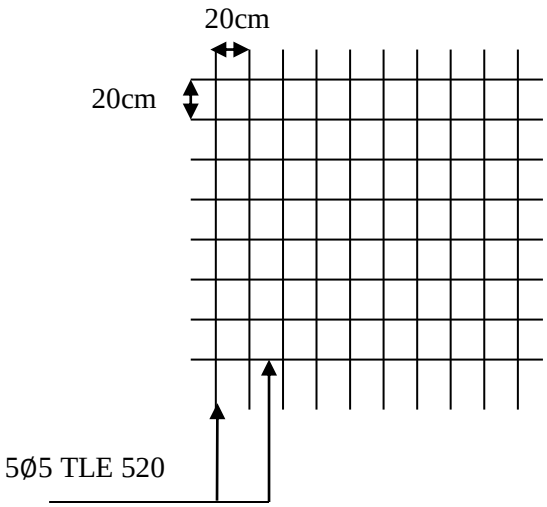


Fig III.4 : Treillis soudé de 120×20 cm

III.2.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à $\mathbf{4 \times 12 cm^2}$.

Chargement : Charges et Surcharges

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0{,}12 \times 0{,}04 \times 25 = 0{,}12\ KN/ml$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0{,}95 \times 0{,}65 = 0{,}62\ KN/ml$

  Avec : $\boldsymbol{l}$: largeur de l'hourdis $l = 65$ cm

$$G = G_1 + G_2 = 0{,}74\ KN/ml$$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1\ KN/ml$

1.1 Calcul à l'ELU :

a. Combinaisons d'actions :

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$= 1{,}35 \times 0{,}74 + 1{,}5 \times 1 = 2{,}5\ KN/ml$

$\mathbf{q_u = 2{,}5\ KN/ml}$

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a : L = 3,5m

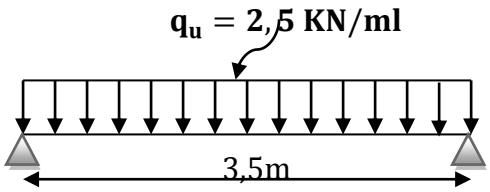


Fig III.5 : Schéma statique de la poutrelle.

b. <u>Calcul du moment en travée</u> :

$$M_u = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{2,5\times(3,5)^2}{8} = 3,83 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_u = 3,83\ KN.m}$$

c. <u>Calcul de l'effort tranchant</u> :

$$T = \frac{q_u.l}{2} = \frac{2,5\times3,5}{2} = 4,37 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T = 4,37\ KN}$$

d. <u>Calcul de la section d'armature</u> :

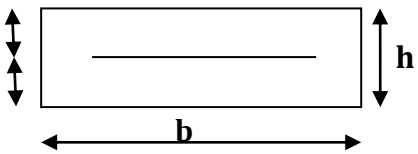


Fig III.6 : section de la poutrelle à ferrailler

$$b = 12cm\ ,\ h = 4cm\ ,\ c = 2cm\ ,\ d = 2cm$$

$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,83\times10^3}{12\times(2)^2\times14,2} = 5,62 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ Section doublement armée **(S.D.A)**

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle **(12 x 4)** pour placer les armatures de compression, donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2. <u>Après le coulage de la dalle de compression</u> :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té,** qui repose sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses deux extrémités.

La poutrelle travaille en flexion simple. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a. <u>Dimensionnement de la poutrelle</u> : [Art A.4.1, 3] BAEL91 modifié99

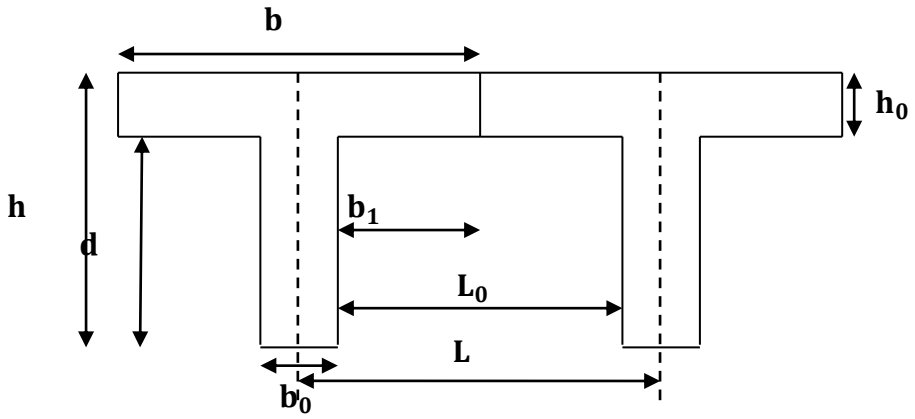


Fig III.7 : Schématisation de la section des poutrelles

Avec :

L : Distance entre axe des poutrelles.

L_0 : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

b_0 : Largeur de la poutrelle. $b_0 = 12$ cm

b : Largeur de la dalle de compression

$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26{,}5) + 12 = 65$ cm

h_0: Epaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm

h : Hauteur totale de la poutrelle. $h = 16 + 4 = 20$ cm

b. <u>Poids des planchers repris par la poutrelle</u> :

Plancher	Charge permanente G [KN/ml]	Charge d'exploitation Q [KN/ml]
Sous-sol, RDC et étage courant	5,84×0,65=3,79	1,5×0,65=0,97
Terrasse	3,79	0,65

Tableau III.1 : Poids des planchers repris par la poutrelle

c. <u>Combinaison des charges</u> :

Plancher	q_u [KN/ml]	q_s [KN/ml]
Sous-sol, RDC et étage courant	(1,35x3,79)+ (1,5x0,97)=6,57	3,79+0,97=4,76
Terrasse	6,57	4,44

Tableau III.2 : combinaison des charges

d. <u>Choix de la méthode de calcul</u> :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes usuelles proposé par le **BAEL99** :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des trois moments.

1. **La méthode forfaitaire :**

1.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : [Art B.6.2, 210] BAEL91 99

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2.

$Q = 1{,}5\text{KN/ml} \leq \max\{2G; 5\text{G/ml}\} = 11{,}68$ ⇒ **Condition vérifiée**

2°/ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ⇒ **Condition vérifiée**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 : $0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

$\frac{l_1}{l_2} = \frac{340}{320} = 1.06$
$\frac{l_2}{l_3} = \frac{320}{350} = 0.91$
$\frac{l_3}{l_4} = \frac{350}{340} = 1.02$
$\frac{l_4}{l_5} = \frac{340}{350} = 0.97$
$\frac{l_5}{l_6} = \frac{350}{320} = 1.09$
$\frac{l_6}{l_7} = \frac{320}{340} = 0.94$

⇒ **Condition vérifiée**

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

1.3. Le principe de la méthode :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en traves et aux appuis à partir des fractions forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique, indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

1.4. Exposé de la méthode :

- ✓ $\mathbf{M_0}$: moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$\boldsymbol{l}$: La longueur entre nus d'appuis.

- ✓ $\mathbf{M_w}$ et $\mathbf{M_e}$: Moment en valeur absolue sur appuis, de gauche et de droite de la travée considérer.
- ✓ $\mathbf{M_t}$: Moment max en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérer.
- ✓ $\boldsymbol{\alpha}$: rapport des charges d'exploitation Q sur la somme des charges permanentes G et d'exploitation ($0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$)

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs de, M_w, M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max\left[1{,}05M_0; \frac{(1+0{,}3\alpha)}{2}M_0\right] - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2}M_0$ **Travée de rive.**
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0$ **Travée intermédiaire.**
- La valeur absolue de chaque moment sur appuis de rive doit être au moins égale à :
  - ✓ $\mathbf{0,3M_0}$ pour une poutre à deux travées.
- La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
  - ✓ **0,6 $\mathbf{M_0}$** pour une poutre à deux travées.
  - ✓ **0,5$\mathbf{M_0}$** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
  - ✓ **0,4$\mathbf{M_0}$** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

1.5. Application de la méthode forfaitaire (calcul à l'ELU) :

a) Combinaison de charge :

$q_u = (1{,}35 \times 3{,}79) + (1{,}5 \times 0{,}97) = 6{,}57$ KN/ml

$$\boldsymbol{q_u = 6{,}57\ \text{KN/ml}}$$

b) Calcul du rapport de charge :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec : $0 < \alpha \leq \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = \frac{1{,}5}{1{,}5+5{,}84} = 0{,}20 < \frac{2}{3}$

$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}06$

$(1 + 0{,}3\alpha)/2 = 0{,}53 \rightarrow$ **Travée intermédiaire**

$(1{,}2 + 0{,}3\alpha)/2 = 0{,}63 \rightarrow$ **Travée de rive**

c) Schéma statique de calcul :

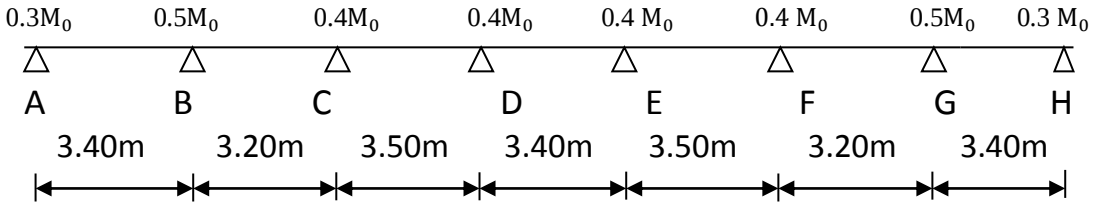


Fig III.8 : schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

$M_{0AB}= M_{0DE}=M_{0GH}=\frac{qu\times l2}{8}= \frac{6,57\times(3.40)2}{8} = 9,49$ KN.m

$M_{0BC}= M_{0FG}=\frac{qu\times l2}{8}= \frac{6,57\times(3.20)2}{8}= 8,40$ KN.m

$M_{0CD}= M_{0EF}= \frac{qu\times l2}{8}= \frac{6,57\times(3.50)2}{8}= 10,06$ KN.m

d) <u>Calcul des moments sur appuis</u> :

$M_A = 0,3M_{0AB}=0,3\times 9,49=2,847$KN.m

$M_B = 0,5\ M_{0AB}=0,5\times8,40 =4,2$KN.m

$M_C = 0,4\ M_{0CD} = 0,4\times10,06 =4,024$KN.m

$M_D = 0,4\ M_{0CD} = 0,4\times10,06 =4,024$ KN .m

$M_E = 0,4\ M_{0EF} = 0,4\times 10,06 =4.024$KN.m

$M_F = 0,4M_{0EF} = 0,4\times10,06=4.024$KN.m

$M_G = 0,5M_{0GH}= 0,5\times9,49=4,745$KN.m

$M_H = 0,3M_{0GH}= 0,3\times10.93=3.279$KN.m

e) <u>Calcul des efforts tranchants</u> :

$$T_{(x)} = \theta_x - q_x + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} T_w = \frac{q_u\times l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \\ T_e = -\frac{q_u\times l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{2} \end{cases}$$

Avec : $T_{(x)}$: effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$\theta\ (x) = \frac{q_u.l_i}{2}$ avec **:** (x): effort tranchant isostatique.

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M_0 [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	M_t [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]
A-B	9,49	2,84	4,2	6,54	11,84	-10,48
B-C	8,40	4,20	4,024	4,78	10,60	-10,42
C-D	10,06	4 ,024	4,024	6,63	11,49	-11,49
D-E	9,49	4,024	4,024	6,035	11,16	-11,16
E-F	10,06	4,024	4,024	6,63	11,49	-11,49
F-G	8,40	4,024	4,745	4,52	10,87	-10,15
G-H	9,49	4,745	3.279	6,047	11,90	-10,43

Tableau III.3 : Valeurs des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

f) <u>Diagramme des efforts internes à L'ELU</u> :

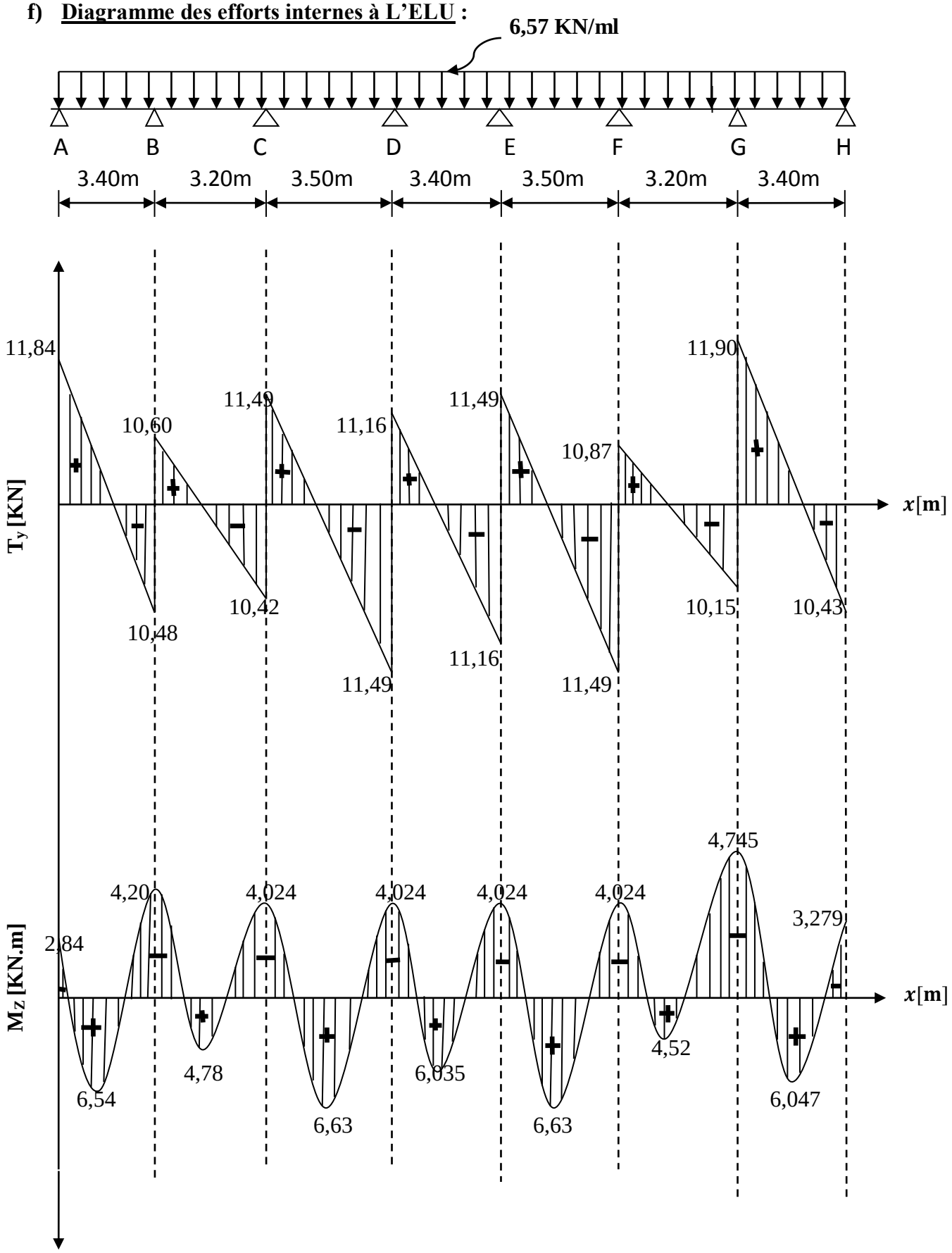


Fig III.9 : Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

III.2.3) Ferraillage à L'ELU :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65cm$; $b_0 = 12cm$; $h_0 = 4cm$; $h = 20\ cm$; $d = 18cm$

a. Armature longitudinales :

➢ **En travée** :

Le moment équilibré par la table de compression :

$M_0 = b \times b_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h0}{2}) = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times (0{,}18 - \frac{0.04}{2}) = 59{,}072$ KN.m

M_{tmax} =6,63 KN.m < M_0 = 59.072 KN.m ⟹ l'axe neutre se localise dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (b × h) = (65×20) cm^2.

$\mu = \frac{M_t^{max}}{bd^2 fbc} = \frac{6{,}63 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14{,}2} = 0.022 < \mu_l = 0{,}392$ ⇒ Section Simplement Armée(**S.S.A**)

$\mu = 0{,}022 \longrightarrow \beta = 0{,}989$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\frac{fe}{\gamma s}} = \frac{6{,}63\ X10^6}{0{,}989 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 1.07 cm^2$

On opte pour : **3HA10** ($A_t = 2{,}35 cm^2$)

➢ **Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0.d^2 f_{bc}} = \frac{4{,}745\ X\ 10^6}{120 \times 180^2 \times 14{,}2} = 0.086 < \mu_l = 0{,}392$ ⇒ Section Simplement Armée(**S.S.A**)

$\mu = 0{,}086 \longrightarrow \beta = 0.955$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta.d\frac{fe}{\gamma s}} = \frac{4{,}745 \times 10^6}{0.955 \times 180 \times 348\ \times 10^2} = 0.79\ cm^2$

On opte pour : **3HA8** ($A_a = 1{,}50\ cm^2$)

b. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}$ **[Art A.7.2, 2] BAEL91 modifié99**

Avec : **h :** étant la hauteur totale de la poutrelle.

$\emptyset_l$ **:** Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right\}$

$\emptyset_t \leq \min\{5{,}71; 10; 12\}$

$\emptyset_t = 5{,}71\ \text{mm} < 10\ mm$

Soit : $\emptyset_t = 8\,mm$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2\phi 8 = 1{,}00\ cm^2$.

c. Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(16{,}2\ ;\ 40cm) = 16{,}2\ cm$

Soit **S_t = 15 cm**

III.2.4) Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 65 \times 18 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2$$

Nous avons :

- **Aux appuis :** $A_a = 1{,}50 > A_{min} = 1{,}41\ cm^2$
- **En travées :** $A_t = 2{,}35 > A_{min} = 1{,}41 cm^2$

} **Condition vérifiée**

2. Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \qquad \textbf{[Art A.5.1, 2] BAEL91 modifié 99}$$

$\tau_u = \frac{11{,}90 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}55\ MPa$

Dans notre cas la fissuration est **peu préjudiciable.**

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) \qquad \textbf{[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa)$

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{25}{1{,}5}; 5MPa)$

$\boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa}$

$\tau_u = 0{,}55\ MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ MPa \quad \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \qquad \textbf{[Art A.5.1, 313] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : **a :** la longueur d'appui

$$a = 0{,}9d = 0{,}9 \times 18 = 16{,}2\ cm$$

$$\frac{2V_u^{max}}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

$V_u^{max} = 11{,}90\ \text{KN}$

$$0{,}4 \times \frac{25\times10^{-3}}{1{,}5} \times 120 \times 162 = 129{,}6\ \text{KN}$$

$V_u^{max} = 11{,}90\ \text{KN} < 1050\ \text{KN}$ ⇒ **Condition vérifiée**

- **<u>Influence sur les aciers</u> :**

On doit vérifier que :

$$\mathbf{A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0{,}9\times d}\right)}$$

$A_a = 1{,}50\ \text{cm}^2$

$$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0{,}9\times d}\right) = \frac{1{,}15}{400\times10^2}\left(11{,}90 + \frac{4{,}745\times10^5}{0{,}9\times18}\right) = 0{,}84\ \text{cm}^2$$

$A_a = 1{,}50\ \text{cm}^2 > 0{,}84\ \text{cm}^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

4. <u>Vérification à la condition d'adhérence et l'entraînement des barres</u> :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.d.\sum ui} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{tj} \end{array}\right\} \textbf{[Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : $\boldsymbol{\tau_{se}}$**:** contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\mathbf{V_u}$**:** effort tranchant est égale à 24,82 KN

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$\mathbf{U_i}$ **:** Périmètre utile de barre.

$\sum Ui = n.\emptyset.\pi$ où **n :** le nombre de barre.

$\boldsymbol{\psi_s}$ **:** Coefficient de scellement ;

Il prend les valeurs de : **1,5 :** Pour les barres à haute adhérence (HA)

1 : pour les barres rondes lisses (R.L)

- **En travée :**

$\sum Ui = 3 \times 10 \times 3{,}14 = 94{,}2\ \text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{11{,}90\times10^3}{0{,}9\times180\times94{,}2} = 0{,}77\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\text{MPa}$

$\tau_{se} = 0{,}77$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$ MPa ⇒ **condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$\sum Ui = 3 \times 8 \times 3{,}14 = 75{,}36$ mm

$\tau_{se} = \frac{11{,}90 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 75{,}36} = 0{,}97$MPa

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$MPa

$\tau_{se} = 0{,}97$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$ MPa ⇒ **condition vérifiée**

5. **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0{,}6\psi_s^2 f_{tj}$$ **[Art A.6.1, 21]BAEL91modifié 99**

Avec : $f_{t28} = 2{,}1$ MPa

$\psi_s = 1{,}5$

$\bar{\tau}_{su} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa

$\tau_{se} = 0{,}97$ MPa $< \bar{\tau}_{su} = 2{,}835$ MPa ⇒ **condition vérifiée**

6. **Longueur de scellement droit :**

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre $\emptyset$, soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$ **[Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99**

$\boldsymbol{l_s}$ **:** Longueur de scellement droit

Avec : $f_e = 400$ MPa

$\bar{\tau}_{su} = 2{,}84$ MPa

$l_s = \frac{1{,}0 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35{,}27$ cm

On prend : $\boldsymbol{l_s = 40}$ **cm**

Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $l_c = 0{,}4 l_s = 0{,}4 \times 40 = 16$ cm

$\rightarrow \quad \boldsymbol{l_c = 16}$ **cm**

III.2.5) Calcul à l'ELS :

a. **Combinaison de charge :**

$q_u = (1{,}35 \times 3{,}79) + (1{,}5 \times 0{,}97) = 6{,}57$KN/ml

$\mathbf{q_u = 6{,}57\ KN/ml}$

$q_s = 3{,}79 + 0{,}97 = 4{,}76$ KN/ml

$\mathbf{q_s = 4,76\ KN/ml}$

b. <u>Calcul des efforts internes</u> :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors obtenir les valeurs des moments et les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_{s/q_u} :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,76}{6,57} = 0.72$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0 [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	M_t [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]
A- B	6,83	2,044	3,024	4,708	8,52	-7,54
B- C	6,048	3,024	2,897	3,441	7,63	-7,50
C-D	7,243	2,897	2,897	4,773	8,27	-8,27
D-E	6,832	2,897	2,897	4,345	8,03	-8,03
E-F	7,243	2,897	2,897	4,773	8,27	-8,27
F-G	6,048	2,897	3,416	3,254	7,82	-7,30
G-H	6,832	3,416	2,360	4,353	8,56	-7,50

Tableau III.4 : Valeurs des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

g) <u>Diagramme des efforts internes à L'ELU</u> :

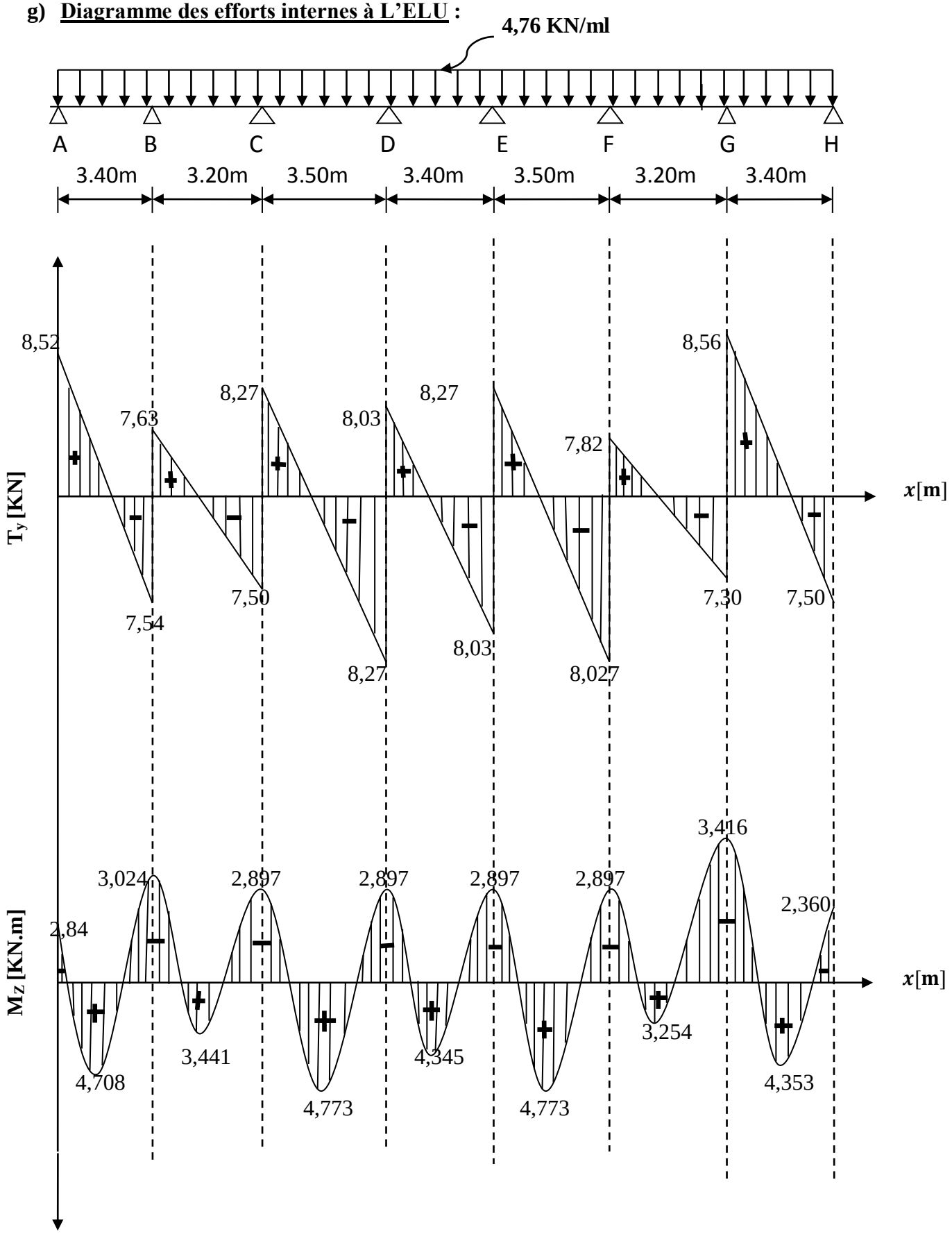


Fig III.10 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

III.2.6) Vérification à l'ELS :

1. Contrainte de compression dans le béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{K_1}{\sigma_{st}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$M_s^a = 3{,}416 \text{ KN.m}$

$A_a = 1{,}50 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1{,}50}{12 \times 18} = 0{,}69$$

$$\rho_1 = 0{,}69 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}955 \\ K_1 = 97{,}35 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A.\beta_1.d} = \frac{3{,}146 \times 10^6}{150 \times 0{,}955 \times 180} = 132{,}48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{K_1}{\sigma_{st}} = \frac{97{,}35}{132{,}48} = 0{,}73 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0{,}73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

- **En travées :**

$M_s^a = 4{,}773 \text{ KN.m}$

$A_a = 2{,}35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2{,}35}{12 \times 18} = 1{,}087$$

$$\rho_1 = 1{,}087 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}856 \\ K_1 = 19{,}84 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A.\beta_1.d} = \frac{4{,}773 \times 10^6}{235 \times 0{,}856 \times 180} = 131{,}81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{K_1}{\sigma_{st}} = \frac{19{,}84}{131{,}81} = 0{,}15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0{,}15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissurations : [Art A.4.5, 3] BAEL91modifié 99

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite déformation (vérification de la flèche) : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : la hauteur totale de la section.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment max en travée.

M_0 : moment isostatique maximum.

A : section des armatures tendues.

b : longueur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0.057 \geq \frac{6,63}{10X\ 7,24} = 0.089$ $\Longrightarrow$ **condition non vérifiée**

$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12X\ 18} = 0,010 = \frac{4.2}{400} = 0,010$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

La 1ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

- ✓ **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que :

$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$

Avec : $\bar{f} = \frac{3,50}{500} = 0,007$cm

I_{fv} : module d'inertie fictif de longue durée.

$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1+\mu+\lambda_v}$

Ev : module de déformation différé du béton.

$E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$; $E_V = 3700\sqrt[3]{25}$ = 10819 [MPa]

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

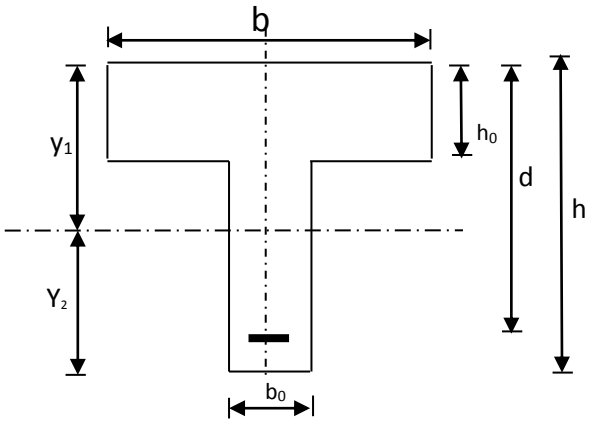


Fig III.11 : Coupe schématique de la poutrelle

- ✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = (b_0 \times h) + (b-b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$

$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.2 cm^2$

- ✓ **Calcul de Y_1 et Y_2 :**

$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d)$

$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65\text{-}12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$

$S_{xx'} = 3458.5\ cm^2$

$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.2} = 7.09cm$

$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91cm$

- ✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b\text{-}b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b\text{-}b_0) \times h_0 \times (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A_{st} \times (y_2 - c)^2$

$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65\text{-}12) \times \frac{4^3}{12} + (65\text{-}12) \times 4 \times (7.09 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.35 \times (12.91 - 2)^2$

$I_0 = 20003.264cm^4$.

- ✓ **Calcul des coefficients :**

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$

$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 183{,}10 + 2.1}\ ;\ 0\right) = \max\{0{,}63\ ;0\} = 0{,}63$

$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 1.522$

$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003{,}264}{1 + 0.63 + 1.522} = 6980{,}83cm^4$

$f = \frac{4{,}773 \times 3.5^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 6980{,}83 \times 10^{-8}} = 0.007m$

$f = 0.007m = \bar{f} = 0.007m$ ⇒ **Condition vérifiée**

<u>Conclusion</u> :

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

III.3. Les balcons :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale **«Q»** due à la main courante qui engendre un moment **« M_Q »** dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle est déterminée comme suit :

$e_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12cm$ Soit $e_p = 15cm$

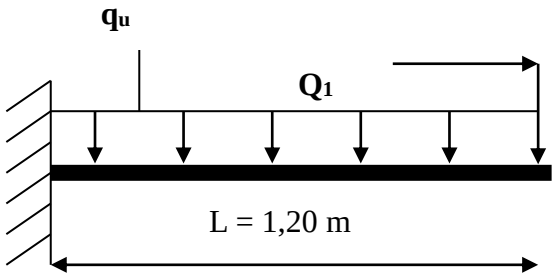


Fig III.12 : Schéma Statique du balcon

Avec :

q_u : Charges et surcharges uniforme verticales revenant à la dalle.

G_1 : Charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d'épaisseur.

Q_1 : Charge horizontale due à la main courante.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes :**

Elément	Masse volumique [Kg/m³]	Epaisseur [m]	Poids [KN/m²]
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Sable	18	0.03	0.51
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	20	0.02	0.44
			G_{tot} = 5,58

Tableau III.5 : Charge permanente des balcons

- **Garde-corps :**

G_1 = Poids de l'enduit ciment ×2 + poids de la brique creuse.

Poids de l'enduit ciment : 0.02×22× 2 =0.88 KN/m^2

Maçonnerie : 0.9 KN/m^2

$G_1 = 0{,}9 + 0{,}88 = 1{,}78\ \text{KN/m}^2$

- **Charges d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers pour une construction à usage d'habitation, est donnée par le **DTR B.C.2.2** :

- Charge d'exploitation de la dalle : $Q = 3{,}5\ \text{KN/ml}$
- Charge due à la main courante : $Q = 1\text{KN/ml}$

III.3.4. Calcul à l'ELU :

1. Combinaison de charge :

- **Dalle pleine :**

$q_{u1} = (1.35G+1.5Q) = (1.35\times5.58+1.5\times3.5) = 12.78$ KN/ml

- **Garde-corps** :

$q_{u2} = 1.35\times G_1 = 1.35\times1.78 = 2.4$ KN/ml

- **Maine courante :**

$q_{u3} = 1.5\times1\text{m} = 1{,}5$ KN/ml

2. Calcul du moment sollicitant :

- Moment dû à la charge q_u : $M_1 = \frac{q_{u1} l^2}{2}$
- Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{u2} \times L$
- Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u3} \times L$

Le moment total est : $\mathbf{M_u = M_1 + M_2 + M_3}$

$M_u = \frac{12.78\times 1.20^2}{2} + (2{,}4 \times 1{,}20) + (1{,}5 \times 1) = 13{,}58\ \text{KN.m}$

$$\mathbf{M_u = 13{,}58\ KN.m}$$

III.3.5. Ferraillage à L'ELU :

1. Armatures principales :

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

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{13.58\times10^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}056 < \mu_1 = 0{,}392$ $\Rightarrow$ Section Simplement Armée (**S.S.A**)

$\mu = 0{,}056 \longrightarrow \beta = 0{,}971$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{bc}} = \frac{13.58 \times 10^3}{0{,}971 \times 13 \times 348} = 3{,}09\ cm^2$$

On adopte : **4HA10** (A_{st} = 3,14 cm²) avec un espacement S_t= 100/4 = 25cm.

2. **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 cm^2$$

On adopte : **4HA8 (**A_r = 2,1 cm²) avec un espacement S_t= 100/4 = 25cm.

III.3.6. Vérifications à L'ELU :

1. **Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

$$A_{min} = \frac{0{,}23 . b . d . f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400} = 1.569\ cm^2$$

$A_{min} = 1.569 cm^2 < A_{adopté} = 3.14 cm^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

2. **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Dans notre cas la fissuration est **préjudiciable.**

Donc :

- ✓ $\bar{\tau}_u = \min(0{,}15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15 \frac{25}{1{,}5}; 5MPa\right) = \min(2{,}5MPa; 4MPa)$$

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

- ✓ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ **[Art A.5.1, 1] BAEL91 modifié 99**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = (12{,}78 \times 1{,}2) + 2{,}4 = 17{,}74\ KN$$

$$\boldsymbol{V_u = 17{,}74\ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17{,}74 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0{,}136 MPa$$

$\tau_u = 0{,}136\ MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa$ ⇒ **Condition vérifiée**

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

3. **Vérification à la condition d'adhérence et l'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum ui}$$
$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{tj}$$
[Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99

$\sum Ui = n.\emptyset.\pi \longrightarrow \sum Ui = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{17,74\times10^3}{0,9\times130\times125,6} = 1,20 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$ **(Acier en HA)**

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$\tau_{se} = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ ⇒ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

4. <u>Ancrage des armatures</u> :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.
La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$ **[Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99**

Avec : $\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{tj}$ **[Art A.6.1, 21] BAEL91modifié 99**

- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ $\psi_s = 1,5$ **(Acier en HA)**

$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$l_s = \frac{1,0\times400}{4\times2,84} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$ ⇒ Donc on prévoit des crochets.

Soit les crochets de longueur $\boldsymbol{l_c = 0,4 l_s}$

$l_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$

Soit : $\boldsymbol{l_c = 15 \text{ cm}}$

5. <u>Espacement des barres</u> : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **<u>Armatures principales</u> :**

$S_t \leq \{3h, 33cm\}$

$S_t \leq 33cm$

$S_t = 25cm < 33cm$ ⇒ **Condition vérifiée**

- **<u>Armatures de répartition</u> :**

$S_t \leq \{4h, 45cm\}$

$S_t = 25cm \leq 45cm$ ⇒ **Condition vérifiée**

III.3.6. Vérification à l'ELS :

1. Combinaison de charge :

- **Dalle pleine :**

  q_{s1} = G+Q = 5.58+3.5 =9,08 KN/ml

- **Garde-corps** :

  q_{s2} = G_1=1.78 KN/ml

- **Maine courante :**

  q_{s3} = 1 KN/ml

2. Calcul du moment sollicitant :

- Moment dû à la charge q_s : $M_1 = \frac{q_{s1} l^2}{2}$
- Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{s2} \times L$
- Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{s3} \times L$

Le moment total est : $\mathbf{M_s = M_1 + M_2 + M_3}$

$$M_s = \frac{9{,}08\times (1.20)^2}{2} + (1{,}78 \times 1{,}20) + (1 \times 1) = 9{,}67 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_s = 9,67 \text{ KN.m}}$$

3. Etat limite de compression du béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \,.\, \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$M_s = 9{,}67$ KN.m

$A_{st} = 3{,}14$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times 3{,}14}{100\times 13} = 0{,}241$$

$$\rho_1 = 0{,}241 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9215 \\ K_1 = 48{,}69 \\ \alpha_1 = 0{,}235 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}235}{15(1-0{,}235)} = 0{,}020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A.\beta_1.d} = \frac{9{,}67\times 10^6}{314\times 0{,}9215\times 130} = 257{,}07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}020 \times 257{,}07 = 5{,}14 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5{,}14$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

4. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \frac{0,15}{1,20} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} & \frac{0,15}{1,20} = 0,125 \geq \frac{1}{10}.\frac{9.67}{9.67} = 0,1 \quad \Rightarrow \textbf{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} & \frac{3.14}{100\times13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Gaine d'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux de la construction. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

III.4.2. Calcul de la dalle plaine :

a. Epaisseur de la dalle :

On a: $\begin{cases} L_x = 1{,}45 \text{ m} \\ L_y = 1{,}70 \text{ m} \end{cases}$

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{145}{30} = 4{,}83$ cm

Le **RPA** exige une hauteur $\mathbf{h_t \geq 12cm}$, donc adopte une hauteur : $\mathbf{h_t = 15\ cm}$

b. Calcul de la surface impacte (U × V) :

Etant donné que la dalle repose sur 4 cotés, soumise à des charges localisées. L'étude s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

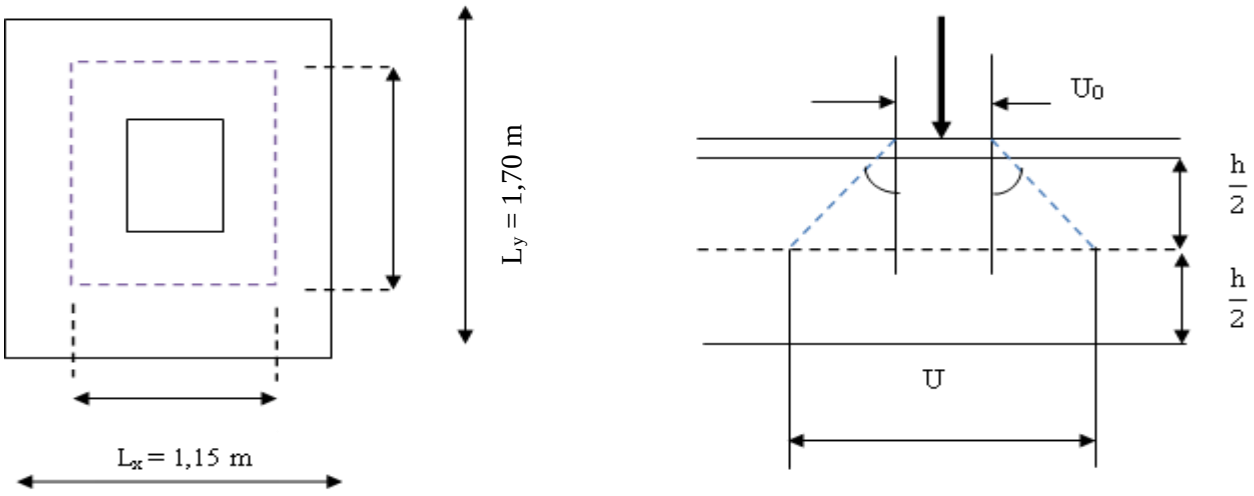


Fig.III.13 : Schéma statique de la Gaine d'ascenseur

On a: $\begin{cases} U = U_0 + 2\zeta e + h_t \\ V = V_0 + 2\zeta e + h_t \end{cases}$

Avec: $L_y = 1{,}70$m

$\mathbf{h_t}$: Épaisseur de la dalle ($\mathbf{h_t = 15\ cm}$)

e : revêtement de la dalle ($\mathbf{e = 5cm}$)

$\mathbf{U_0}$ et $\mathbf{V_0}$: sont les côtes du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenue de la diffusion à 45 dans le revêtement et la dalle du béton.

Avec : $U_0 = V_0 = 80\ cm$

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, $\zeta = 1$).

D'où : $\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 + 15 = 105\ \text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 + 15 = 105\ \text{cm} \end{cases}$

Les côtes $\mathbf{U_0}$ et $\mathbf{V_0}$ sont supposés parallèles respectivement à $\mathbf{L_x}$ et $\mathbf{L_y}$.

c. <u>Fonctionnement de la dalle</u> :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 > 0,4$

$0,4 < \rho < 1 \rightarrow$ le panneau de dalle travaille dans les 2 sens.

d. <u>Calcul des moments au centre du panneau</u> :

Les moments au milieu du panneau pour une bonde de 1m de largeur dans le sens de la petite et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

$\mathbf{M_x}$, $\mathbf{M_y}$**:** Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, dû à la charge **P.**

$\mathbf{M_1}$, $\mathbf{M_2}$**:** Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ dans les tables de PIGEAUD.

ν : Coefficient de poisson **;** $\begin{cases} \text{à l'ELU} : \nu = 0 \\ \text{à l'ELS} : \nu = 0,2 \end{cases}$

III.4.3. <u>Calcul à l'ELU</u> :

1. **<u>Détermination des charges et surcharges</u> :**
   - ✓ $G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 4,75\text{KN/ml}$
   - ✓ $Q = 1\ \text{KN/ml}$
2. **<u>Combinaisons des charges</u> :**

- **Charge centrée due au système de levage :**

$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 80 = 108\ \text{KN}$

$$\mathbf{P_u = 108\ KN}$$

- **Charge uniformément répartie :**

$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,75) + (1,5 \times 1) = 7,91\ \text{KN/ml}$

$$\mathbf{q_u = 7,91\ KN/ml}$$

3. **Evaluation des moments $\mathbf{M_1^x}$ et $\mathbf{M_1^y}$ dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_1^x = P_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_1^y = P_u(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\nu = 0} \longrightarrow \begin{cases} M_1^x = P_u . M_1 \\ M_1^y = P_u . M_2 \end{cases}$$

$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,45} = 0,72$; $\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,70} = 0,61$

- **Après interpolation :** $M_1 = 0,077$, $M_2 = 0,062$

$$\begin{cases} M_1^x = P_u . M_1 = 108 \times 0,077 = 8,316 \text{ KN.m} \\ M_1^y = P_u . M_2 = 108 \times 0,062 = 6,696 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. Evaluation des moments M_2^x et M_2^y dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x . q_u . (L_x)^2 \\ M_2^y = \mu_y . M_2^x \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 > 0,4 \longrightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les 2 sens.

$\rho = 0,85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$

$q_u = 7,91 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} M_2^x = 0,0509 \times 7,91 \times (1,45)^2 = 0,846 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,685 \times 0,846 = 0,579 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5. <u>Superposition des moments</u> :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 8,316 + 0,846 = 9,162 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 6,696 + 0,579 = 7,275 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient 0,85 en travées et 0,3 aux appuis.

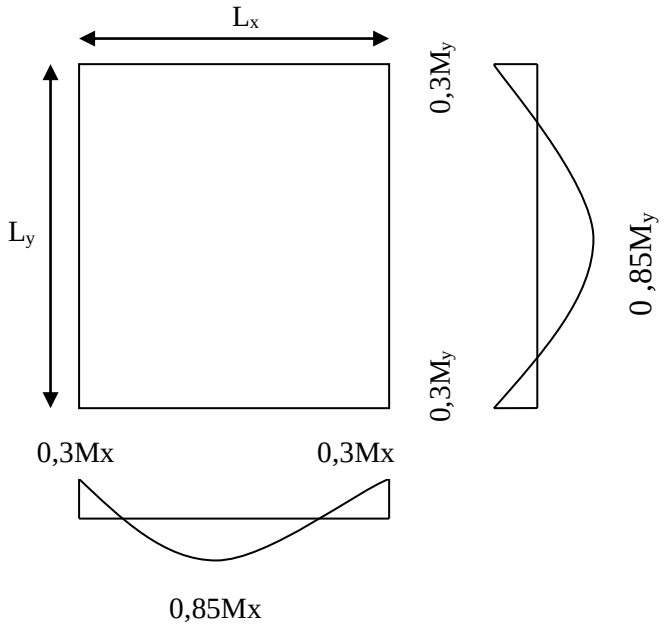


Fig. III.14 : Correction des moments

- **Moments en travées :** $0{,}85M_x$, $0{,}85M_y$
- **Moments aux appuis :** $0{,}3M_x$, $0{,}3M_y$

▪ **Sens x-x :**

- **En travées :** $\mathbf{M_t^x = 0,85}M_x = 0{,}85 \times 9{,}162 = 7{,}787\ \text{KN.m}$
- **Aux appuis :** $\mathbf{M_a^x = 0,3}M_x = 0{,}3 \times 9{,}162 = 2{,}748\ \text{KN.m}$

▪ **Sens y-y :**

- **En travées :** $\mathbf{M_t^y = 0,85}M_y = 0{,}85 \times 7{,}275 = 6{,}183\ \text{KN.m}$
- **Aux appuis :** $\mathbf{M_a^y = 0,3}M_x = 0{,}3 \times 7{,}275 = 2{,}182\ \text{KN.m}$

III.4.4. <u>Ferraillage de la dalle</u> :

- **Dans le sens de la petite portée (x-x) :**

  $b = 100\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$

  ➢ **En travées :**

  $M_t^x = 7{,}787\ \text{KN.m}$

  $f_{bu} = \frac{0{,}85\times25}{1\times1{,}5} = 14{,}2\ \text{MPa}$

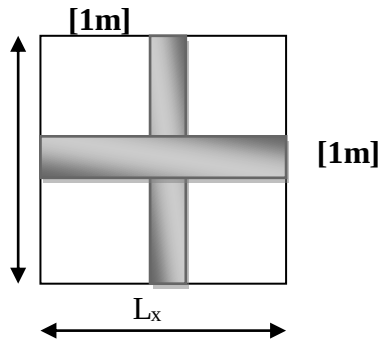


Fig.III.15 : Le panneau à ferrailler

$\mu_t = \frac{M_t^x}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7{,}787\times10^3}{100\times(13)^2\times14{,}2} = 0{,}032 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée (**S.S.A**)

$\mu_t = 0{,}032 \longrightarrow \beta = 0{,}984$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,787\times10^3}{0,984\times13\times348} = 1,75\ cm^2$$

On opte pour : **4HA10** (A_t = 3,14 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm.

- **Aux appuis :**

$$M_a^x = 2,748\ KN.m$$

$$\mu_a = \frac{M_a^x}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,748\times10^3}{100\times(13)^2\times14,2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (\textbf{S.S.A})}$$

$$\mu_a = 0,011 \longrightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2,748\times10^3}{0,994\times13\times348} = 1,61\ cm^2$$

On opte pour : **4HA8** (A_a = 2,01 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm.

- **Dans le sens de la grande portée (y-y) :**
  - **En travées :**

$$M_t^y = 6,183\ KN.m$$

$$\mu_t = \frac{M_t^y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,183\times10^3}{100\times(13)^2\times14,2} = 0,025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (\textbf{S.S.A})}$$

$$\mu_t = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,787\times10^3}{0,984\times13\times348} = 1,38\ cm^2$$

On opte pour : **4HA10** (A_t = 3,14 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm.

- **Aux appuis :**

$$M_a^y = 2,182\ KN.m$$

$$\mu_a = \frac{M_a^y}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,182\times10^3}{100\times(13)^2\times14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée (\textbf{S.S.A})}$$

$$\mu_a = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2,182\times10^3}{0,995\times13\times348} = 0,48\ cm^2$$

On opte pour : **4HA8** (A_a = 2,01 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm.

III.4.5. Vérification à L'ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

- **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_x^{min}}{b.h} \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \longrightarrow A_x^{min} \geq \frac{W_0(3-\rho)}{2} \times b.h$$

Avec :

$\mathbf{A_x^{min}}$ **:** Section minimale des armatures.

b. h : Section totale du béton.

$\mathbf{W_0}$ **:** Taux d'acier minimal, $W_0 = \mathbf{0,8‰}$ (Acier HAFe400).

$$A_x^{min} \geq \frac{0{,}0008\times(3-0{,}85)}{2} \times 100 \times 15 = 1{,}29\ cm^2$$

$$\mathbf{A_x^{min} = 1{,}29\ cm^2}$$

- **En travées :** $A_x^t = 3{,}14 > A_x^{min} = 1{,}29\ cm^2$
- **Aux appuis :** $A_x^a = 2{,}01 > A_x^{min} = 1{,}29\ cm^2$

} ⇒ **Condition vérifiée**

- **Sens y-y :**

$$W_y = \frac{A_y^{min}}{b.h} \geq W_0 \longrightarrow A_y^{min} \geq W_0 b.h$$

$$A_y^{min} \geq 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}20\ cm^2$$

$$\mathbf{A_x^{min} = 1{,}20\ cm^2}$$

- **En travées :** $A_y^t = 3{,}14 > A_y^{min} = 1{,}20\ cm^2$
- **Aux appuis :** $A_y^a = 2{,}01 > A_y^{min} = 1{,}20\ cm^2$

} ⇒ **Condition vérifiée**

2. Diamètre minimal des barres : [Art A.7.2, 1] BAEL91 modifié 99

On doit vérifier que :

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\ mm$$

$\emptyset_{max} = 10\ mm < 15\ mm$ ⇒ **Condition vérifiée**

3. Ecartement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doitêtre égale à :

✓ **La direction la plus sollicitée :**

$S_t = 25 \leq \min(2h; 25cm) = \min(30; 25)cm = 25cm$ ⇒ **Condition vérifiée**

✓ **La direction la moins sollicitée :**

$S_t = 25 \leq \min(3h; 33cm) = \min(45; 33)cm = 33cm$ ⇒ **Condition vérifiée**

4. Condition de non poinçonnement : [Art A.5.2, 42] BAEL91 modifié 99

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u: Charge de calcul à L'ELU.

h_t : L'épaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$U_c = 2(U + V) = 2(1{,}05 + 1{,}05) = 4{,}2$ m

$Q_u = 80$ KN

$Q_u = 80 \text{ KN} < 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} = 472{,}5 \text{ KN}$ ⇒ **Condition vérifiée**

5. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge (P)

Nous avons $U = V$:

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2V + U} \times 1\text{ml} = \frac{80}{2 \times 1.05 + 1.05} = 25{,}39\text{KN}$$

Ainsi on aura :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{25.39 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}195\text{MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles ;

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}33; 5) = 3{,}33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}195$ MPa $< \overline{\tau}_u = 3{,}33$ MPa ⇒ **Condition vérifiée**

III.4.6. Calcul à l'ELS :

1. Combinaisons des charges :

- **Charge centrée due au système de levage :**

$P_s = P = 80$ KN

$$\mathbf{P_s = 80\ KN}$$

- **Charge uniformément répartie :**

$q_s = G + Q = 4{,}75 + 1 = 5{,}75$ KN/ml

$$\mathbf{q_u = 5{,}75\ KN/ml}$$

2. Evaluation des moments M_1^x et M_1^y dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_1^x = P_u(M_1 + \nu M_2) \\ M_1^y = P_u(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

- **à l'ELS : $\nu = 0,2$**

$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,45} = 0,72$; $\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,70} = 0,61$

➢ **Après interpolation :** $M_1 = 0,077$, $M_2 = 0,062$

$$\begin{cases} M_1^x = P_s(M_1 + \nu M_2) = 80 \times (0,077 + 0,2 \times 0,062) = 7,152 \text{ KN.m} \\ M_1^y = P_s(\nu M_1 + M_2) = 80(0,2 \times 0,077 + 0,062) = 6,192 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. Evaluation des moments M_2^x et M_2^y dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x . q_s . (L_x)^2 \\ M_2^y = \mu_y . M_2^x \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,70} = 0,85 > 0,4$ ⟶ Le panneau de dalle travaille dans les 2 sens.

$\rho = 0,85$ $\quad \begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$

$q_s = 5,75 KN/ml$

$$\begin{cases} M_2^x = 0,0579 \times 5,75 \times (1,45)^2 = 0,699 \text{ KN.m} \\ M_2^y = 0,778 \times 0,699 = 0,543 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. <u>Superposition des moments</u> :

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 7,152 + 0,699 = 7,851 \text{ KN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y = 6,192 + 0,543 = 6,735 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➢ **<u>Correction des moments</u> :**

- **Moments en travées :** $0,85M_x$, $0,85M_y$
- **Moments aux appuis :** $0,3M_x$, $0,3M_y$

▪ **Sens x-x :**

- **En travées :** $M_t^x = 0,85M_x = 0,85 \times 7,851 = 6,673 KN.m$
- **Aux appuis :** $M_a^x = 0,3M_x = 0,3 \times 7,851 = 2,355 \text{ KN.m}$

▪ **Sens y-y :**

- **En travées :** $M_t^y = 0,85M_y = 0,85 \times 6,735 = 5,724 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis :** $M_a^y = 0,3M_x = 0,3 \times 6,735 = 2,02 \text{ KN.m}$

III.4.6. <u>Vérification à l'ELS</u> :

1. <u>Contraintes de compression dans le béton</u> : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \mathrm{K}\,.\,\sigma_{\mathrm{st}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ \mathrm{MPa}$$

- **Sens x-x :**

  - **Aux appuis :**

$$\mathrm{M}_{\mathrm{a}}^{\mathrm{x}} = 2{,}355\ \mathrm{KN.m}$$

$$\mathrm{A}_{\mathrm{a}} = 3{,}14\ \mathrm{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.\mathrm{A}_{\mathrm{a}}}{\mathrm{b.d}} = \frac{100\times 3{,}14}{100\times 13} = 0{,}241$$

$$\rho_1 = 0{,}241 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}921 \\ K_1 = 48{,}69 \\ \alpha_1 = 0{,}235 \end{cases}$$

$$\mathrm{K} = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}235}{15(1-0{,}235)} = 0{,}020$$

$$\sigma_{\mathrm{st}} = \frac{\mathrm{M}_{\mathrm{a}}^{\mathrm{x}}}{A.\beta_1.\mathrm{d}} = \frac{2{,}355\times 10^6}{314\times 0{,}921\times 130} = 62{,}64\ \mathrm{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}020 \times 62{,}64 = 1{,}25\ \mathrm{MPa}$$

$$\sigma_{\mathrm{bc}} = 1{,}25\ \mathrm{MPa} < \bar{\sigma}_{\mathrm{bc}} = 15\ \mathrm{MPa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

  - **En travées :**

$$\mathrm{M}_{\mathrm{t}}^{\mathrm{x}} = 6{,}673\ \mathrm{KN.m}$$

$$\mathrm{A}_{\mathrm{t}} = 2{,}01\ \mathrm{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.\mathrm{A}_{\mathrm{t}}}{\mathrm{b.d}} = \frac{100\times 2{,}01}{100\times 13} = 0{,}154$$

$$\rho_1 = 0{,}154 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}935 \\ K_1 = 62{,}52 \\ \alpha_1 = 0{,}193 \end{cases}$$

$$\mathrm{K} = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}193}{15(1-0{,}193)} = 0{,}015$$

$$\sigma_{\mathrm{st}} = \frac{\mathrm{M}_t}{A.\beta_1.\mathrm{d}} = \frac{6{,}673\times 10^6}{201\times 0{,}935\times 130} = 273{,}13\ \mathrm{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}015 \times 273{,}13 = 4{,}096\mathrm{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4{,}096\ \mathrm{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ \mathrm{MPa} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Sens y-y :**

  - **Aux appuis :**

$$\mathrm{M}_{\mathrm{a}}^{\mathrm{y}} = 2{,}02\ \mathrm{KN.m}$$

$$\mathrm{A}_{\mathrm{a}} = 3{,}14\ \mathrm{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times3,14}{100\times13} = 0,241$$

$$\rho_1 = 0,241 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,69 \\ \alpha_1 = 0,235 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,235}{15(1-0,235)} = 0,020$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^x}{A.\beta_1.d} = \frac{2,02\times10^6}{314\times0,921\times130} = 53,73 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,020 \times 53,73 = 1,07 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,07$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travées :**

$M_t^y = 5,724$ KN.m

$A_t = 2,01$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times2,01}{100\times13} = 0,154$$

$$\rho_1 = 0,154 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 62,52 \\ \alpha_1 = 0,193 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,193}{15(1-0,193)} = 0,015$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A.\beta_1.d} = \frac{5,724\times10^6}{201\times0,935\times130} = 234,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0,015 \times 234,28 = 3,51 MPa$$

$\sigma_{bc} = 3,51$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

4. <u>Etat limite d'ouverture des fissurations</u> : [Art A.4.5, 3] BAEL91modifié 99

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

5. <u>Etat limite déformation (vérification de la flèche)</u> : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \longrightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > \frac{6,673}{20\times7,851} = 0,042 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{2,01}{100\times13} = 0,0015 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5. Les escaliers :

Un escalier, est un élément de l'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre.
L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.
Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos.

III.5.1. Définition des éléments d'un escalier :

- **La marche (m) :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La contre marche(n) :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **La hauteur de la marche(h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives. Sa valeur varie généralement entre **14** et **18 cm**.
- **Le giron(g) :** est la distance horizontale entre 2 contremarches successives. Le giron varie généralement entre **28** et **32 cm**. Le giron et la hauteur de la marche sont reliés par une équation (**Formule de BLONDEL**), permettant une bonne praticabilité de l'escalier.
- **La volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers (quel que soit le type du palier).
- **Un palier :** Est le plan horizontal plus large que les marches courantes. Deux paliers consécutifs délimitent une volée d'escalier. Si le palier est au même niveau qu'un étage courant du bâtiment c'est le palier d'arrivé d'arrivée (palier de départ). Sinon, il s'agit d'un palier intermédiaire (palier de repos).
- **L'emmarchement(E) :** est la longueur d'une marche**.**
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.
  (Avec **L :** Longueur horizontale de la paillasse et **H :** Hauteur de la volée).
- **La ligne de foulée:** est une ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier.
- **Nez de marche :** c'est le bord extérieur de la marche.

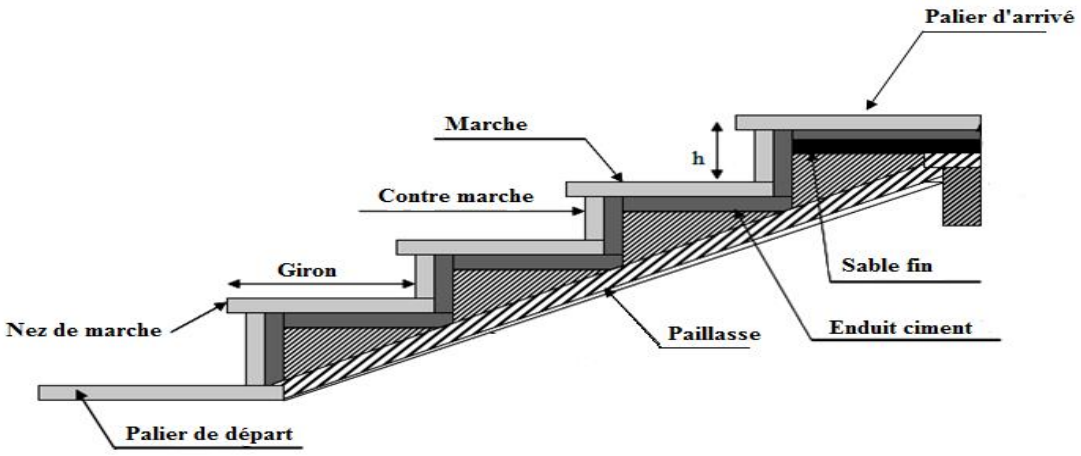


Fig III.16 : Différents éléments d'un escalier

III.5.2. Pré-dimensionnement :

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL.**

$$59\ cm \leq g + 2h \leq 66\ cm$$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18cm$

g : le giron $28 \leq g \leq 32cm$

On opte pour : h=17cm et g=30cm

D'où :

- Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{17} = \frac{155}{17} = 9$

  $n = 9$ contres marches pour chaque volée

  Pour 2 volées $n = 18$ contres marches

- Nombre de marches : $m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$ marches

a. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59\ cm \leq g + 2h \leq 66\ cm$$

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\ cm$$

$59 \leq 64 \leq 66\ cm \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, qui sera calculée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : **H :** hauteur de la volée

L_0: La longueur des paliers et de la paillasse.

$L_0 = L' + L_1 + L_3$

$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha}$

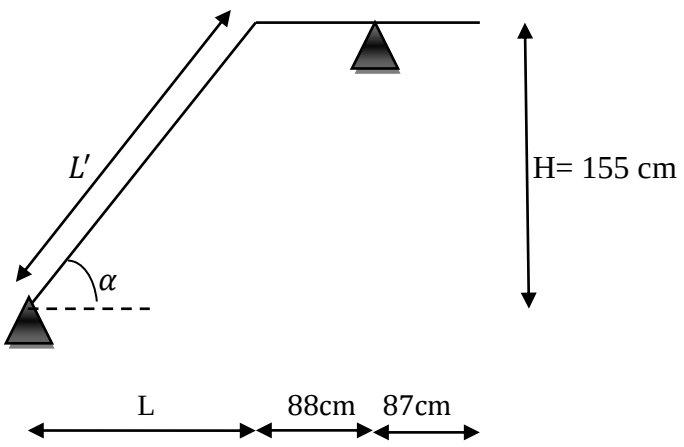


Fig III.17 : Schéma statique de l'escalier

$$L_2 = g \cdot (n-1) = 30 \times (9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\tan\alpha = \frac{H}{L}$$

$$\tan\alpha = \frac{155}{240} = 0{,}6458 \Rightarrow \alpha = 32.85°$$

$$L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 32{,}85} = \frac{240}{0{,}84} = 285{,}71\text{cm}$$

$$L_0 = 285{,}71 + 88 + 87 = 460{,}71\text{cm}$$

$$\frac{460{,}71}{30} \leq e_p \leq \frac{460{,}71}{20} = 15{,}357 \leq e_p \leq 23{,}035 \text{ cm}$$

On opte pour : $\mathbf{e_p = 20\ cm}$ pour la paillasse et le palier.

III.5.3. Détermination des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation.
Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m.**

Les charges réglementaires sont :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre **(G).**
- Les charges d'exploitation ou surcharges **(Q)**

1. Charge permanente :

- **La volée :**

Elément	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m³]	Poids propre [KN/m²]
Paillasse	$\frac{e_p}{\cos\alpha} = \frac{20}{\cos 32{,}52} = 0{,}238$	25	25×0,238 = 5,95
Marche	$\frac{h}{2} = \frac{0{,}17}{2} = 0.085$	25	2,125
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Garde-corps	/	/	0,2
			G_{tot} = 9 ,835

Tableau III.6 : Charges permanentes de la volée

➢ **Le palier :**

Elément	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m^3]	Poids propre [KN/m^2]
Palier	0,2	25	5
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G_{tot} = 6,56

Tableau III.7 : Charges permanentes du palier

2. Charges d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers pour une construction à usage d'habitation, est donnée par le **DTR B.C.2.2** :

- **Palier :** Q_{pl} = 2,5 KN/m^2
- **Volée :** Q_{vol} = 2,5 KN/m^2

❖ **Charge du mur extérieur :**

$$q = G(H - e) \times 1ml = 2{,}36(1{,}53 - 0{,}2) \times 1 = 3{,}14\ KN/ml$$

Avec : **G :** poids volumique du mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

III.5.4. Calcul des efforts internes à L'ELU:

a. Combinaison d'action :

➢ **Volée :**

$$q_{uv} = (1{,}35G_v + 1{,}5Q) \times 1ml$$
$$= (1{,}35 \times 9{,}835 + 1{,}5 \times 2{,}5) \times 1 = 17{,}027\ KN/ml$$

➢ **Palier :**

$$q_{up} = (1{,}35G_p + 1{,}5Q) \times 1ml$$
$$= (1{,}35 \times 6{,}56 + 1{,}5 \times 2{,}5) \times 1 = 12{,}606\ KN/ml$$

➢ $q_{mu} = 1{,}35.q = 1{,}35 \times 3{,}14 = 4{,}24\ KN/ml$

b. Calcul des réactions d'appuis :

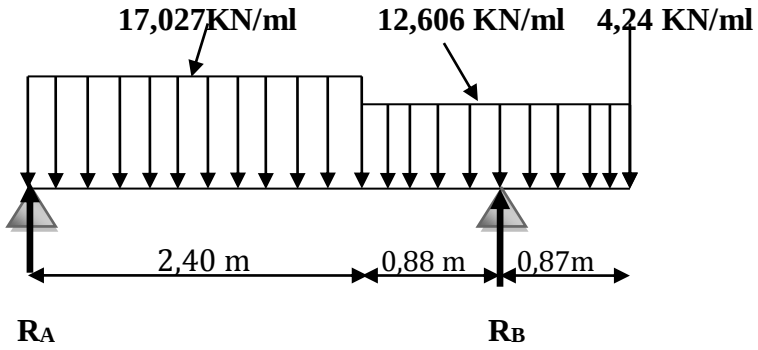


Fig III.18 : Schéma statique de l'escalier à L'ELU

– **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 17{,}027 \cdot 2{,}40 + 12{,}606 \cdot 0{,}88 + 12{,}606 \times 0{,}87 + 4{,}24$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 67{,}16 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3{,}28 = \left(17{,}027 \times 2{,}40 \times \left(\frac{2{,}40}{2}\right)\right) + \left(12{,}606 \times 0{,}88 \times \left(\frac{0{,}88}{2} + 2{,}4\right)\right) +$$

$$\left(12{,}606 \times 0{,}87 \times \left(\frac{0{,}87}{2} + 0{,}88 + 2{,}4\right)\right) + (4{,}24 \times 4{,}15)$$

$$R_B \times 3{,}28 = 138{,}88 \Rightarrow R_B = \frac{138{,}88}{3{,}28} = 42{,}34\text{KN}$$

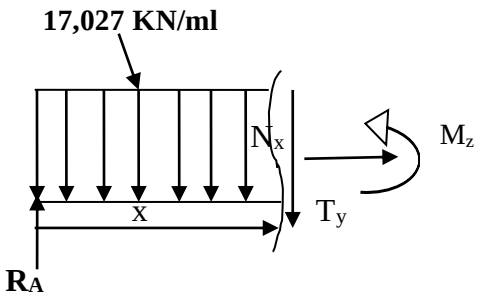
$$\mathbf{R_B = 42,34\ KN}$$

$$R_A + R_B = 67{,}16 \Rightarrow R_A = 67{,}16 - R_B = 67{,}16 - 42{,}34 = 24{,}82\text{KN}$$

$$\mathbf{R_A = 24,82\ KN}$$

c. <u>Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant</u> :

- **1er tronçon :** $0 \leq x \leq 2{,}4$ m



$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow -T_y + R_A - q_{uv} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow T_y = R_A - q_{uv} \cdot x$$

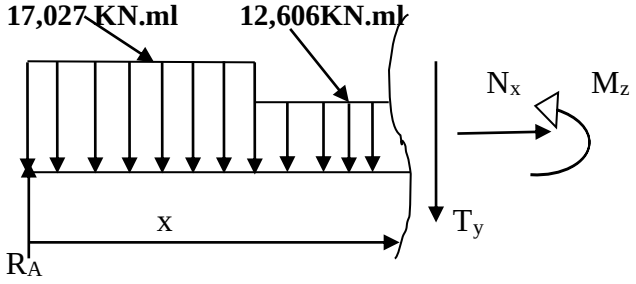
$$= 24{,}82 - (17{,}027 \cdot x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow T_y = 24{,}82 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2{,}4 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -16{,}04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = R_A.x - q_{uv} \cdot \frac{x^2}{2} = 24{,}82 \cdot x - 17{,}027 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 2{,}4 \text{ m} & \Rightarrow M_Z = 10{,}53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2ème tronçon :** $2{,}4\text{m} \leq x \leq 3{,}28$ m



$$T_y = R_A - q_{uv} \times 2{,}4 - q_{up}(x - 2{,}4)$$

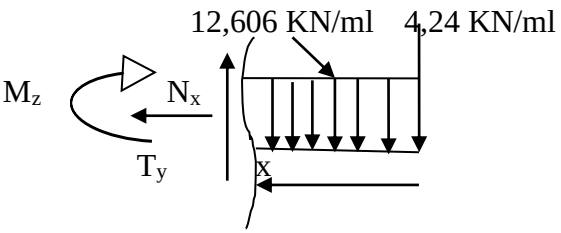
$$= 24{,}82 - 17{,}027 \times 2{,}4 - 12{,}606 \cdot (x - 2{,}4) = -16{,}04 - 12{,}606.(x - 2{,}4)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2{,}4\text{m} \Rightarrow T_y = -16{,}04\text{KN} \\ \text{Pour } x = 3{,}28\text{m} \Rightarrow T_y = -27{,}13\text{KN} \end{cases}$$

$$M_Z = 24{,}82 \cdot x - 17{,}027 \cdot 2{,}4 \cdot (x - 1{,}2) - 12{,}606 \cdot \left(\frac{(x-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2{,}4\text{m} \Rightarrow M_Z = 10{,}53\ \text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 3{,}28\text{m} \Rightarrow M_Z = -8{,}46\ \text{KN.m} \end{cases}$$

- **3ème tronçon :** $0 \leq x \leq 0{,}87$ m



$$T_y = q_{up} \cdot x + 4{,}24$$

$$= 12{,}606 \cdot x + 4{,}24$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 4{,}24\ \text{KN} \\ \text{Pour } x = 0{,}87\text{ m} \Rightarrow T_y = 15{,}21\ \text{KN} \end{cases}$$

$$M_Z = -12{,}606 \cdot \frac{x^2}{2} - 4{,}24.x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M_Z = 0\ \text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 0{,}87\text{ m} \Rightarrow M_Z = -8{,}46\ \text{KN.m} \end{cases}$$

d. <u>Calcul du moment fléchissant max</u> :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 24{,}82 - (17{,}027 \times 2{,}4) - 12{,}606 \times (x - 2{,}4) = 0$$

$$T(x) = 14{,}21 - 12{,}606 \cdot x \Rightarrow x = \frac{14{,}21}{12{,}606} = 1{,}13\text{ m}$$

Le moment $M_Z(x)$ est max pour la valeur **x = 1,12 m**

$$M_z^{max} = 24{,}82 \cdot x - 17{,}027 \cdot 2{,}4 \cdot (x - 1{,}2) - 12{,}606 \cdot \left(\frac{(x-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$M_z^{max}(x = 1{,}12) = 24{,}82 \times 1{,}12 - 17{,}027 \times 2{,}4 \times (1{,}12 - 1{,}2) - 12{,}606 \cdot \left(\frac{(1{,}12-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 20{,}74\ KN.m}$$

e. <u>Diagramme des efforts internes à L'ELU</u> :

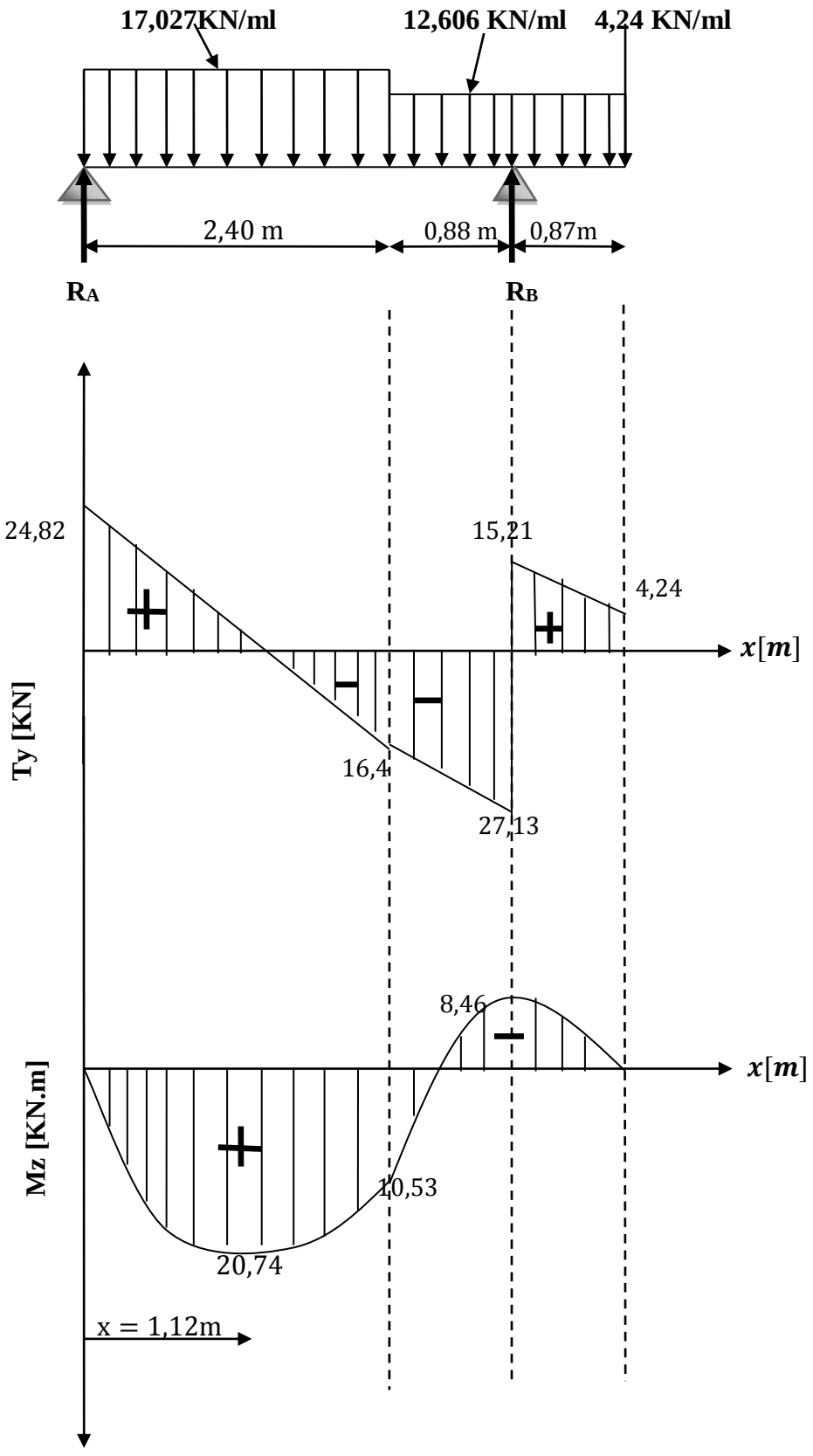


Fig III.19 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

Remarque *:*

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastrés dans leurs appuis. Pour cela on porte une correction pour le moment $\mathbf{M_u^{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0{,}3 \cdot M_z^{max} = -0{,}3 \times (20{,}74) = -6{,}22 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_u^t = 0{,}85 \cdot M_z^{max} = 0{,}85 \times (20{,}74) = 17{,}63 \text{ KN.m}$$

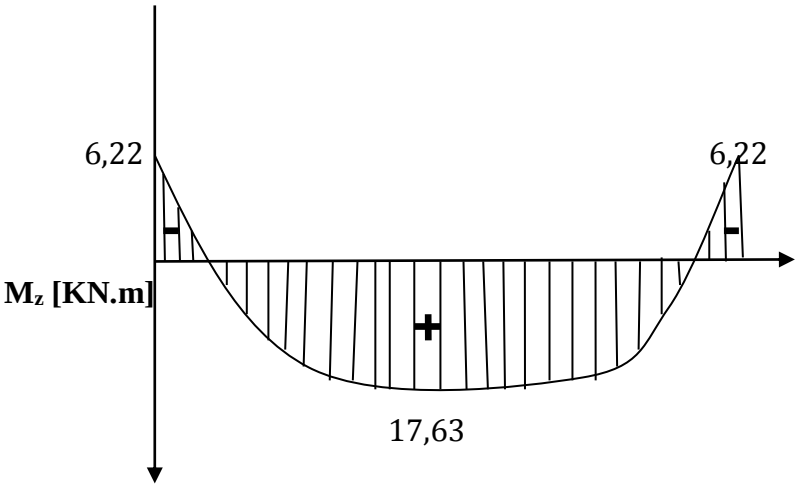


Fig III.20 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU**,** en tenant compte de l'encastrement partiel

III.5.5. Ferraillage à L'ELU:

Le calcul se fera en flexion simple pour une section rectangulaire (b × h) de **[1m]** de largeur, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100cm \ , \ h = 20cm \ , \ c = 2{,}5cm \ , \ d = 17{,}5cm$$

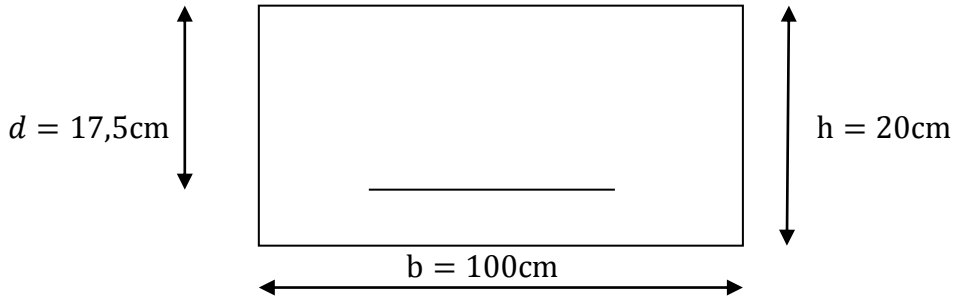


Fig III.21 : section d'escalier à ferrailler

1. **Armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :**

$$M_u^a = -6{,}22 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\times25}{1\times1{,}5} = 14{,}2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6{,}22\times10^3}{100\times(17{,}5)^2\times14{,}2} = 0{,}014 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée(S.S.A)}$$

$$\mu_a = 0{,}014 \longrightarrow \beta = 0{,}993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{6{,}22\times10^3}{0{,}993\times17{,}5\times348} = 1{,}02 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10** (A_a = 2,35 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm.

- **En travées :**

$$M_u^t = 17{,}63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{17{,}23\times10^3}{100\times(17{,}5)^2\times14{,}2} = 0{,}039 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée(S.S.A)}$$

$$\mu_t = 0{,}039 \longrightarrow \beta = 0{,}980$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{17{,}63\times10^3}{0{,}980\times17{,}5\times348} = 2{,}95 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12** (A_t = 3,39 cm²) avec un espacement de S_t = 25cm

2. **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85 cm^2$$

On opte pour : **3HA10** (A_r = 2,35cm²) avec un espacement de S_t = 25cm

III.5.6. Vérifications à L'ELU:

6. **Condition de non fragilité : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11\ cm^2$$

Nous avons :

- **Aux appuis :** $A_a = 2,35 > A_{min} = 2,11\ cm^2$
- **En travées :** $A_t = 3,39 > A_{min} = 2,11\ cm^2$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

7. **Espacement des barres : [Art A.8.2, 42] BAEL91 modifié 99**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :**

$$S_{t\,max} \leq \{3h, 33cm\}$$

$$S_{t\,max} \leq 33cm$$

- **Aux appuis :** $S_t = 20cm < 33cm$
- **En travées :** $S_t = 20cm < 33cm$

$\Rightarrow$**Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t\,max} \leq \{4h, 45cm\}$$

$$S_{t\,max} \leq 45cm$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Aux appuis :** $S_t = 20cm < 45cm$
- **En travées :** $S_t = 20cm < 45cm$

3. **Vérification de l'effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$V_u^{max} = 24,82\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d}$$ **[Art A.5.1, 1] BAEL91 modifié 99**

$$\tau_u = \frac{24{,}82 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0{,}142 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Dans notre cas la fissuration est **peu préjudiciable.**

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2\frac{25}{1{,}5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3{,}33\text{MPa}; 5\text{MPa})$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3{,}33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 0{,}142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33 \text{ MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

Pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. <u>Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis</u> :

- **<u>Influence sur le béton</u> :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{max}}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$ **[Art A.5.1, 313] BAEL91 modifié 99**

Avec : **a :** la longueur d'appui

$$a = 0{,}9d = 0{,}9 \times 17{,}5 = 15{,}75 \text{ cm}$$

$$\frac{2V_u^{max}}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

$V_u^{max} = 24{,}82 \text{ KN}$

$$0{,}4 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1{,}5} \times 1000 \times 157{,}5 = 1050 \text{ KN}$$

$V_u^{max} = 24{,}82 \text{ KN} < 1050 \text{ KN}$ ⇒ **Condition vérifiée**

- **<u>Influence sur les aciers</u> :**

On doit vérifier que :

$$\boldsymbol{A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0{,}9 \times d}\right)}$$

$A_a = 2{,}35 \text{ cm}^2$

$$\frac{\gamma_s}{f_e}\left(V_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0{,}9 \times d}\right) = \frac{1{,}15}{400 \times 10^2}\left(24{,}82 + \frac{6{,}22 \times 10^5}{0{,}9 \times 17{,}5}\right) = 1{,}13 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2{,}35 \text{ cm}^2 > 1{,}13 \text{ cm}^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

⟶ Les armatures calculées sont suffisantes.

5. <u>Vérification à la condition d'adhérence et l'entraînement des barres</u> :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\left.\begin{array}{l}\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum ui} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{tj}\end{array}\right\}$$ **[Art A.6.1, 3] BAEL91 modifié 99**

Avec : $\boldsymbol{\tau_{se}}$**:** contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\mathbf{V_u}$**:** effort tranchant est égale à 24,82 KN

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$\mathbf{U_i}$ **:** Périmètre utile de barre.

$\sum Ui = n.\emptyset.\pi$ où **n :** le nombre de barre.

$\Rightarrow \sum Ui = 3 \times 10 \times 3,14 = 94,2 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{24,82 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 94,2} = 1,67\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\psi_s}$ **:** Coefficient de scellement ;

Il prend les valeurs de : **1,5 :** Pour les barres à haute adhérence (HA)

1 : pour les barres rondes lisses (R.L)

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

6. <u>Ancrage des armatures</u> :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{tj}$ **[Art A.6.1, 21]BAEL91modifié 99**

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$ **(Acier en HA)**

$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2,84 \text{ MPa} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

7. <u>Longueur de scellement droit</u> :

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour qu'une barre de diamètre $\emptyset$, soumise à une contrainte égale à sa limite élastique soit convenablement ancrée.

$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$ **[Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99**

$\boldsymbol{l_s}$ **:** Longueur de scellement droit

Avec : $f_e = 400$ MPa

$\bar{\tau}_{su} = 2{,}84$ MPa

$l_s = \frac{1{,}0 \times 400}{4 \times 2{,}84} = 35{,}27$ cm

On prend : $\boldsymbol{l_s = 40}$ **cm**

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans la quelle les barres seront ancrées. A défaut de calcul le **BAEL91 [Art A.6.1, 221]** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à :

- $\boldsymbol{0,4 l_s}$ **:** s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

  $l_c = 0{,}4 l_s = 0{,}4 \times 40 = 16$ cm $\rightarrow$ $\boldsymbol{l_c = 16}$ **cm**

III.5.7. Calcul des efforts internes à L'ELS:

a. Combinaison d'action :

- **Volée :**

$q_{sv} = G_v + Q$

$= 9{,}835 + 2{,}5 = 12{,}33$ KN/ml

- **Palier :**

$q_{sp} = G_p + Q$

$= 6{,}56 + 2{,}5 = 9{,}06$ KN/ml

- $q_{ms} = 3{,}14$ KN/ml

b. Calcul des réactions d'appuis :

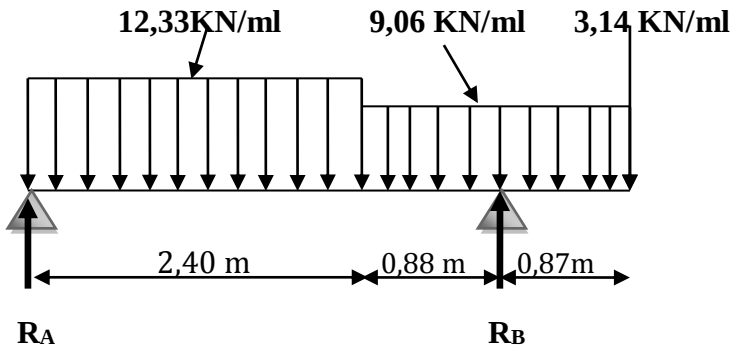


Fig III.22 : Schéma statique de l'escalier à L'ELS

– **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 12{,}33 \cdot 2{,}40 + 9{,}06 \cdot 0{,}88 + 9{,}06 \times 0{,}87 + 3{,}14$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 48{,}587 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3{,}28 = \left(12{,}33 \times 2{,}40 \times \left(\frac{2{,}40}{2}\right)\right) + \left(9{,}06 \times 0{,}88 \times \left(\frac{0{,}88}{2} + 2{,}4\right)\right) +$$

$$\left(9{,}06 \times 0{,}87 \times \left(\frac{0{,}87}{2} + 0{,}88 + 2{,}4\right)\right) + (3{,}14 \times 4{,}15)$$

$$R_B \times 3{,}28 = 100{,}46 \Rightarrow R_B = \frac{100{,}46}{3{,}28} = 30{,}63\text{KN}$$

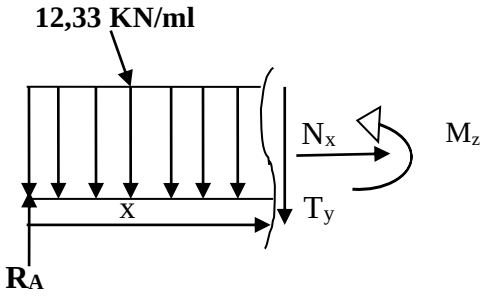
$$\mathbf{R_B = 30{,}63\ KN}$$

$$R_A + R_B = 48{,}587 \Rightarrow R_A = 48{,}587 - R_B = 48{,}587 - 30{,}63 = 17{,}96\text{KN}$$

$$\mathbf{R_A = 17{,}96\ KN}$$

f. <u>Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant</u> :

- **1er tronçon :** $0 \leq x \leq 2{,}4$ m



$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow -T_y + R_A - q_{sv}.x = 0$$

$$\Rightarrow T_y = R_A - q_{sv} \cdot x$$

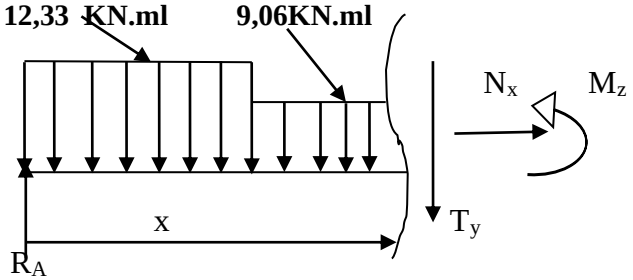
$$= 17{,}96 - (12{,}33.x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow T_y = 17{,}96 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2{,}4 \text{ m} & \Rightarrow T_y = -11{,}63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = R_A.x - q_{sv}.\frac{x^2}{2} = 17{,}96.x - 12{,}33 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 2{,}4 \text{ m} & \Rightarrow M_Z = 7{,}59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **2ème tronçon :** $2{,}4\text{m} \leq x \leq 3{,}28$ m



$$T_y = R_A - q_{sv} \times 2{,}4 - q_{sp}(x - 2{,}4)$$

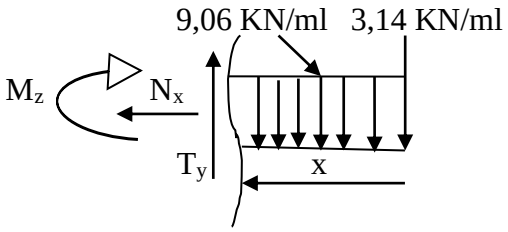
$$= 17{,}96 - 12{,}33 \times 2{,}4 - 9{,}06 \cdot (x - 2{,}4) = -11{,}63 - 9{,}06.(x - 2{,}4)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2{,}4\text{m} \Rightarrow T_y = -11{,}63 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3{,}28\text{m} \Rightarrow T_y = -19{,}60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = 17{,}96 \cdot x - 12{,}33 \cdot 2{,}4 \cdot (x - 1{,}2) - 9{,}06 \cdot \left(\frac{(x-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2{,}4\text{m} \Rightarrow M_Z = 7{,}59 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 3{,}28\text{m} \Rightarrow M_Z = -6{,}15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **3ème tronçon :** $0 \leq x \leq 0{,}87$ m



$$T_y = q_{sp} \cdot x + 3{,}14$$

$$= 9{,}06 \cdot x + 3{,}14$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T_y = 3{,}14 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0{,}87 \text{ m} \Rightarrow T_y = 11{,}02 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_Z = -9{,}06 \cdot \frac{x^2}{2} - 3{,}14.x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 0{,}87 \text{ m} \Rightarrow M_Z = -6{,}15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

g. <u>Calcul du moment fléchissant max</u> :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 17{,}96 - 12{,}33 \times 2{,}4 - 9{,}06 \cdot (x - 2{,}4) = 0$$

$$T(x) = 10{,}11 - 9{,}06 \cdot x \Rightarrow x = \frac{10{,}11}{9{,}06} = 1{,}12 \text{ m}$$

Le moment $M_Z(x)$ est max pour la valeur **x = 1,12 m**

$$M_z^{max} = 17{,}96 \cdot x - 12{,}33 \cdot 2{,}4 \cdot (x - 1{,}2) - 9{,}06 \cdot \left(\frac{(x-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$M_z^{max}(x = 1{,}12) = 17{,}96 \times 1{,}12 - 12{,}33 \times 2{,}4 \times (1{,}12 - 1{,}2) - 9{,}06 \cdot \left(\frac{(1{,}12-2{,}4)^2}{2}\right)$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 15{,}06 \text{ KN.m}}$$

c. <u>Diagramme des efforts internes à L'ELS</u> :

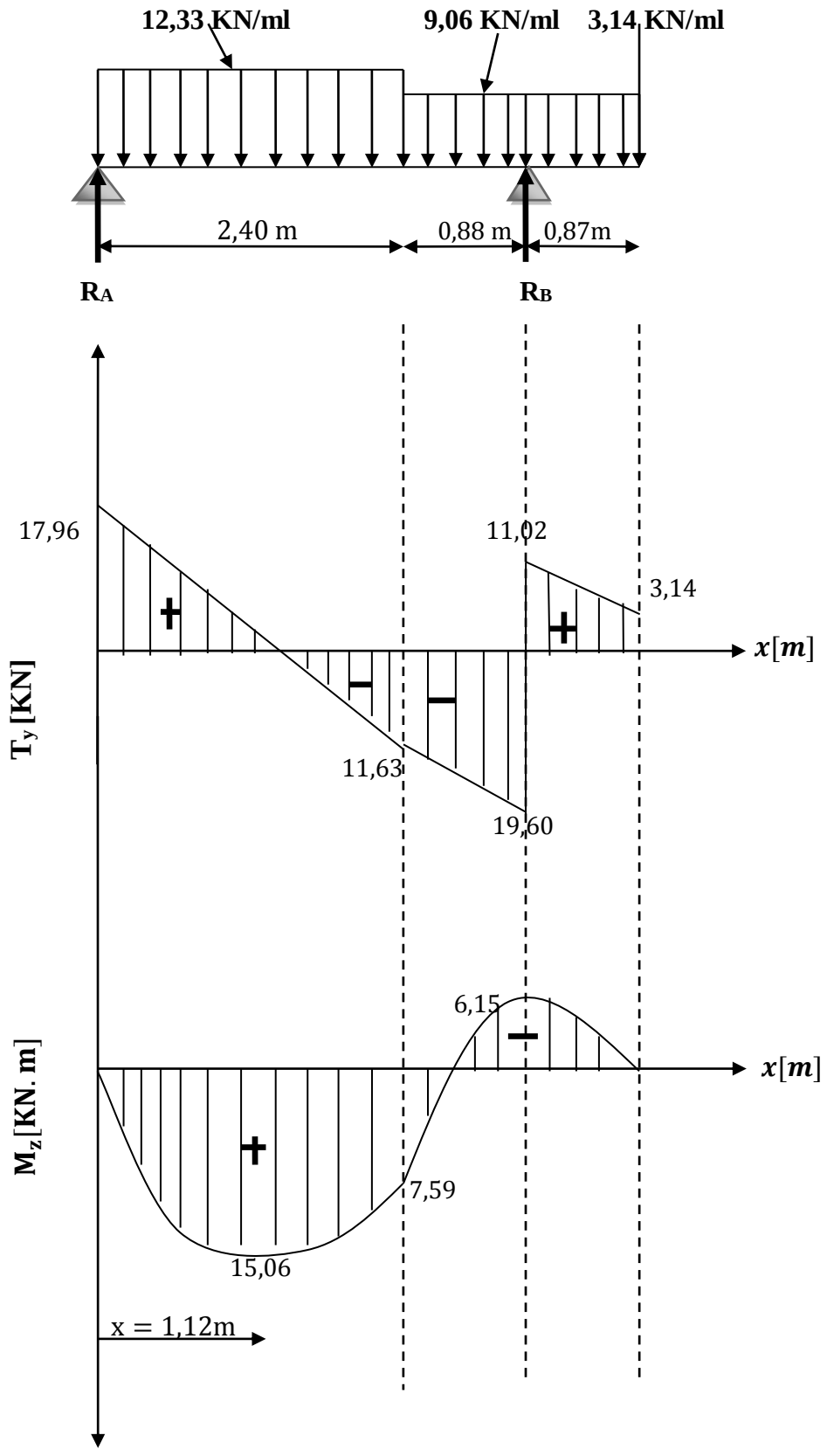


Fig III.23 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

d. <u>Correction des moments</u> :

- <u>Aux appuis</u> :

$$M_s^a = -0{,}3 \cdot M_z^{max} = -0{,}3 \times (15{,}06) = -4{,}52 \text{ KN.m}$$

- <u>En travées</u> :

$$M_s^t = 0{,}85 \cdot M_z^{max} = 0{,}85 \times (15{,}06) = 12{,}80 \text{ KN.m}$$

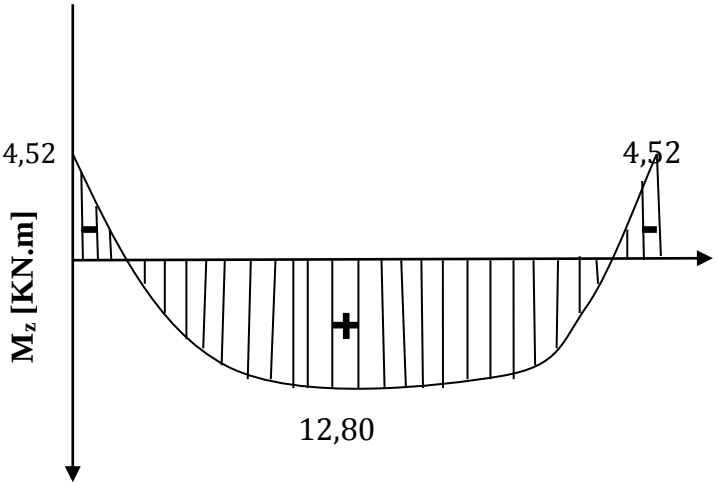


Fig III.24 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS**,** en tenant compte de l'encastrement partiel

III.5.8. <u>Vérifications à L'ELS</u> :

6. <u>Contrainte de compression dans le béton</u> : [Art A.4.5, 2] BAEL91modifié 99

La fissuration est peu-préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s^a = -4{,}52 \text{ KN.m}$$

$$A_a = 2{,}35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2{,}35}{100 \times 17{,}5} = 0{,}134$$

$$\rho_1 = 0{,}134 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}939 \\ K_1 = 67{,}65 \\ \alpha_1 = 0{,}181 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}181}{15(1-0{,}181)} = 0{,}015$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A.\beta_1.d} = \frac{4{,}52 \times 10^6}{235 \times 0{,}939 \times 175} = 117 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}015 \times 117 = 1{,}75$ MPa

$\sigma_{bc} = 1{,}75$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travées :**

$M_s^t = 12{,}80$ KN.m

$A_t = 3{,}39$ cm²

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times3{,}39}{100\times17{,}5} = 0{,}193$$

$$\rho_1 = 0{,}193 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}928 \\ K_1 = 54{,}93 \\ \alpha_1 = 0{,}214 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}214}{15(1-0{,}214)} = 0{,}018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A.\beta_1.d} = \frac{12{,}80\times10^6}{339\times0{,}928\times175} = 232{,}5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}018 \times 232{,}5 = 4{,}185$ MPa

$\sigma_{bc} = 4{,}185$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

7. Etat limite d'ouverture des fissurations : [Art A.4.5, 3] BAEL91modifié 99

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

8. Etat limite déformation (vérification de la flèche) : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10\times M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$

Avec : h : la hauteur de la poutre
L : portée libre.
M_t : moment max en travée.
M_0 : moment de la travée de référence.
A : section des armatures tendues.
b : longueur de la section.
d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{L} = \frac{0{,}2}{4{,}15} = 0{,}048 < \frac{1}{16} = 0{,}0625$ $\Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0{,}048 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12{,}80}{10\times15{,}06} = 0{,}085$ $\Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3{,}39}{100\times17{,}5} = 0{,}002 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Deux conditions non vérifiées, donc on va procéder au calcul de la flèche :

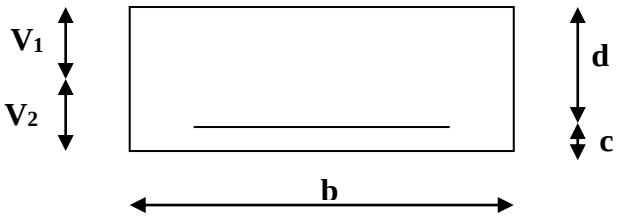


Fig.III.25 : section droite des escaliers

- **Calcul de la flèche : [Art B.6.5, 2] BAEL91 modifié99**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(9{,}06; 12{,}33) = 12{,}33$ KN/ml

$\boldsymbol{E_v}$ **:** Module de déformation différé.

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}86$ MPa

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée, par rapport au centre de gravité

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

- $V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$
- $V_2 = h - V_1$

Avec :

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 3{,}39 \times 17{,}5) = 20889{,}87 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b.h + 15.A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3{,}39) = 2050{,}85 \text{ cm}^2$$

- $V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{20889{,}87}{2050{,}85} = 10{,}18$ cm $\quad \mathbf{V_1 = 10,18cm}$
- $V_2 = h - V_1 = 20 - 10{,}18 = 9{,}82$ cm $\quad \mathbf{V_2 = 9,82\ cm}$

Donc : $I = \frac{100}{3}(10{,}18)^3 + (9{,}82)^3) + 15 \times 3{,}39 \times (9{,}82 - 2{,}5)^2 = 102821{,}86 \text{ cm}^4$

$$\mathbf{I = 102801,86\ cm^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12{,}33 \times (4{,}15)^4}{10818{,}86 \times 10^3 \times 102821{,}86 \times 10^{-8}} = 0.0043 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4{,}15}{500} = 0{,}0083 \text{ m}$$

Donc : $f = 0{,}0043 \text{ m} < \bar{f} = 0{,}0083 \text{ m}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6. La poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b×h), destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3.40m (entre nu d'appuis),

III.6.1. Pré-dimensionnement :

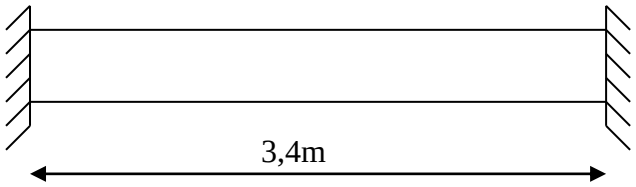


Fig III.26 : Schéma statique de la poutre palière

1. Hauteur :

La hauteur de la poutre palière $\mathbf{h_t}$ est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

***L* :** Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$\mathbf{h_t}$ **:** La hauteur de la poutre.

$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \quad \Rightarrow 22{,}66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

Le RPA exige que : $h_t \geq 30$ cm **[Art 7.5.1] RPA99/ version 2003**

Donc, on opte pour : $\mathbf{h_t = 35\ cm}$

2. Largeur :

La largeur **b** est donnée par la relation suivante :

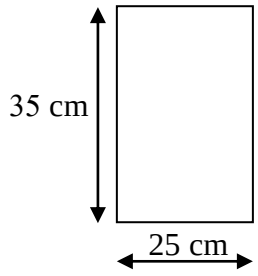
$$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t \quad \Rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5$$

On prend : $\mathbf{b = 25\ cm}$

- **Vérification des conditions du RPA ([Art 7.5.1] RPA99/ version 2003) :**

$b = 25$ cm > 20 cm
$h_t = 35$ cm > 30cm
$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1{,}4 < 4$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**



D'où la section de la poutre est de$(25 \times 35)\text{cm}^2$.

Fig III.27: Section de la poutre palière

3. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0{,}25 \times 0{,}35 = 2{,}18\ KN/ml$
- Poids du mur extérieur : $G_m = 2{,}36(1{,}53 - 0{,}2) \times 1ml = 3{,}14\ KN/ml$

$$G = G_p + G_m = 2{,}18 + 3{,}14 = 5{,}32\ KN/ml$$

- Réaction du palier : $\begin{cases} \text{à L'ELU : } q_u = R_u = 42{,}34\ KN \\ \text{à L'ELS : } q_s = R_s = 30{,}63\ KN \end{cases}$

III.6.2: Calcul des efforts internes à L'ELU :

a. Combinaison d'action :

$$q_u = 1{,}35G + q_u$$
$$= (1{,}35 \times 5{,}32) + 42{,}34 = 49{,}52 KN/ml$$
$$\mathbf{q_u = 49,52\ KN/ml}$$

b. Calcul des réactions d'appuis :

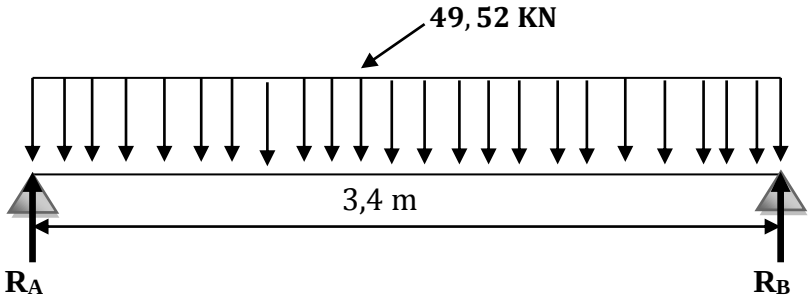


Fig III.28 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELU.

$$R_A = R_B = \frac{q_u.l}{2} = \frac{49{,}52 \times 3{,}4}{2} = 84{,}18\ KN$$
$$\mathbf{R_A = R_B = 84,18\ KN}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u.l}{2} = \frac{49{,}52 \times 3{,}4}{2} = 84{,}18\ KN$$
$$\mathbf{T = 84,18\ KN}$$

d. Calcul du moment isostatique :

$$M_{0u} = M_{max} = \frac{q_u.l^2}{8} = \frac{49{,}52 \times (3{,}4)^2}{8} = 71{,}55\ KN.m$$
$$\mathbf{M_{0u} = 71,55\ KN.m}$$

e. Correction des moments :

- **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0{,}3 \cdot M_{0u} = -0{,}3 \times (64{,}82) = -21{,}46\ KN.m$$

- **En travées :**

$$M_u^t = 0{,}85 \cdot M_{0u} = 0{,}85 \times (64{,}82) = 60{,}81\ KN.m$$

f. <u>Diagramme des efforts internes à L'ELU</u> :

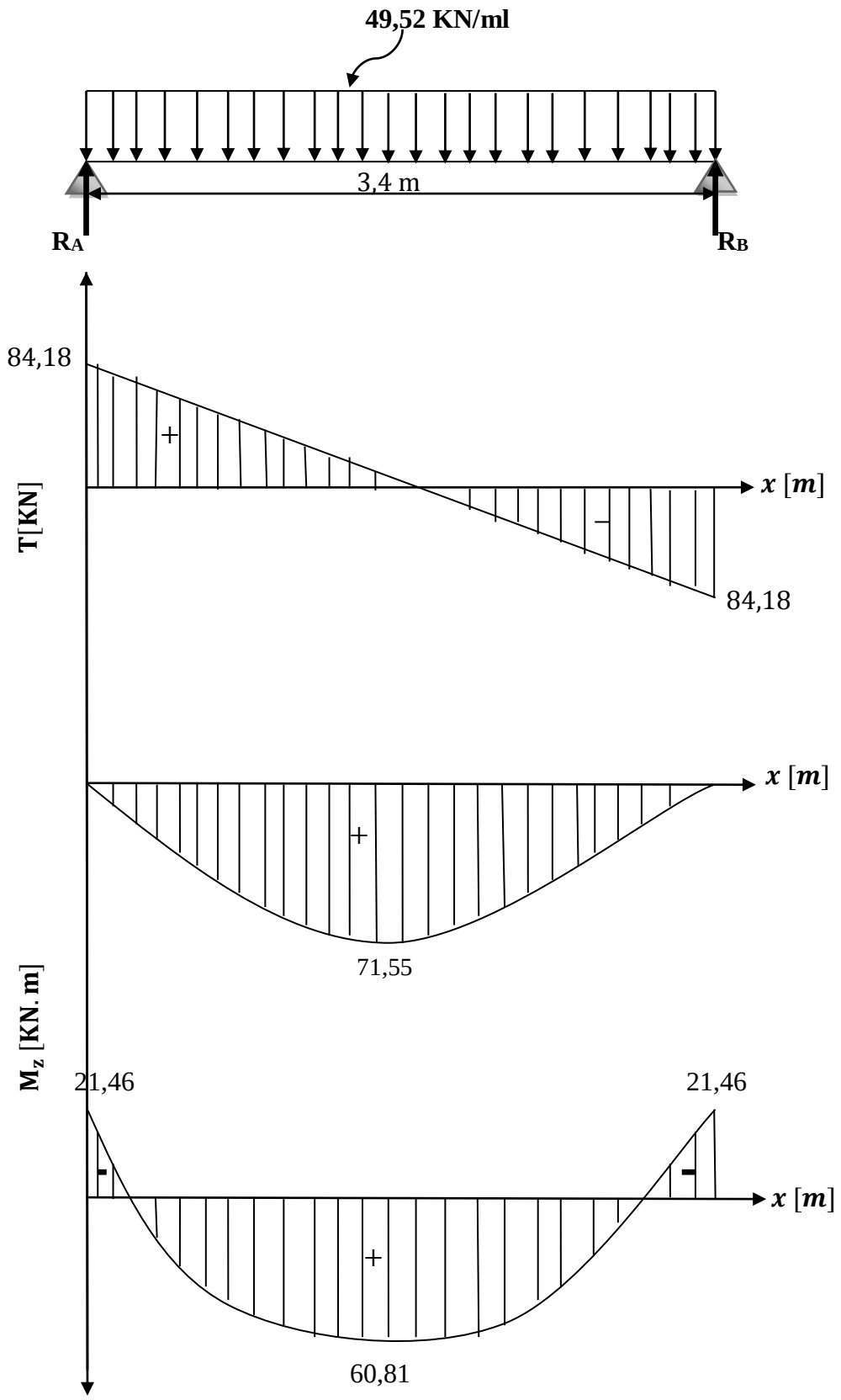


Fig III.29 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELU

III.6.3. Ferraillage à L'ELU:

1. Armatures longitudinales :

$b = 25cm$, $h = 35cm$, $c = 2{,}5cm$, $d = 32{,}5cm$

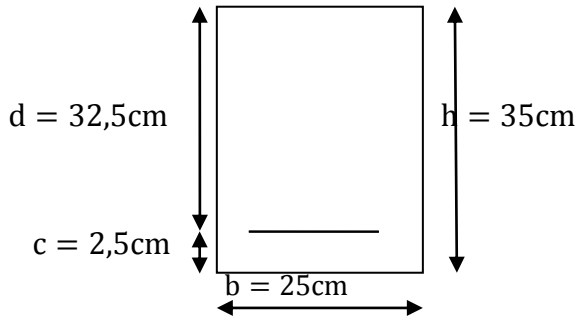


Fig III.30 : Section de la poutre palière à ferrailler

- **Aux appuis :**

$M_u^a = -21{,}46\ KN.m$

$f_{bu} = \frac{0{,}85\times25}{1\times1{,}5} = 14{,}2\ MPa$

$\mu_a = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{21{,}46\times10^3}{25\times(32{,}5)^2\times14{,}2} = 0{,}057 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée(**S.S.A**)

$\mu_u = 0{,}057 \longrightarrow \beta = 0{,}970$

$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{21{,}46\times10^3}{0{,}970\times32{,}5\times348} = 1{,}95cm^2$

On opte pour : **3HA12** (A_a = 3,39 cm²).

- **En travées :**

$M_u^t = 60{,}81\ KN.m$

$\mu_t = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{60{,}81\times10^3}{25\times(32{,}5)^2\times14{,}2} = 0{,}162 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée(**S.S.A**)

$\mu_t = 0{,}162 \longrightarrow \beta = 0{,}911$

$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{60{,}81\times10^3}{0{,}162\times32{,}5\times348} = 5{,}90\ cm^2$

On opte pour : **3HA16** (A_t = 6,03 cm²).

- **Vérification des armatures longitudinales selon le RPA 99/2003 [Art 7.5.2.1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.

$3{,}39 + 6{,}03 = 9{,}42\ cm^2 > 0{,}005 \times 25 \times 35 = 4{,}37\ cm^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{cases} 4\% & \text{en zone courante} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$3{,}39 + 6{,}03 = 9{,}42\ \text{cm}^2 < 0{,}04 \times 25 \times 35 = 35\ \text{cm}^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

2. <u>Armatures transversales</u> :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}$$ **[Art A.7.2, 2] BAEL91 modifié99**

Avec : **h :** étant la hauteur totale de la poutre.

$\emptyset_l$ **:** diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{350}{35}; 16; \frac{250}{10}\right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min\{10; 16; 25\}$$

$$\emptyset_t = 10\ \text{mm}$$

On opte pour : $\mathbf{3HA10}$ $(A_{tr} = 2{,}35\text{cm}^2)$.

3. <u>Espacement des armatures transversales</u> :

$S_t \leq \min\{0{,}9d; 40\text{cm}\}$ **[Art A.5.1, 22] BAEL91 modifié99**

$S_t \leq \min\{0{,}9 \times 32{,}5; 40\text{cm}\}$

$S_t \leq \min\{29{,}5\text{cm}; 40\text{cm}\}$ ⇒ $\mathbf{S_t = 25\ cm}$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4\text{MPa}$$ **[Art A.5.1, 22] BAEL91 modifié99**

$\frac{2{,}35 \times 400}{25 \times 25} = 1{,}5\ \text{MPa} > 0{,}4\text{MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

- **<u>Vérification des armatures transversales selon le RPA 99/2003</u> :**

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

❖ **<u>Dans la zone nodale et en travées</u> :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right\}$$ **[Art 7.5.2.2] RPA99/ version 2003**

$\emptyset_l$ **:** diamètre minimal des armatures longitudinales.

$S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1{,}2\right\}$

$S_t \leq \min\{8{,}75\text{cm}; 14{,}4\text{cm}\}$ ⟶ Soit : $\mathbf{S_t = 8\ cm}$

❖ **<u>En dehors de la zone nodale (zone courante)</u> :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$ **[Art 7.5.2.2] RPA99/ version 2003**

$S_t \leq \frac{35}{2} = 17{,}5\text{cm}$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm}$

Selon le **RPA 99**, la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{min}$$

Avec : $A_{tr}^{min} = 0{,}003.S.b$ **[Art 7.5.2.2] RPA99/ version 2003**

$A_{tr}^{min} = 0{,}003 \times 8 \times 25 = 0{,}6\ \text{cm}^2$

$A_{tr} = 2{,}35\ \text{cm}^2 > A_{tr}^{min} = 0{,}6\ \text{cm}^2$ ⇒ **Condition vérifiée**

III.6.4. <u>Vérifications à L'ELU</u>:

7. <u>Condition de non fragilité</u> : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 25 \times 32{,}5 \times \frac{2{,}1}{400} = 0{,}98\ \text{cm}^2$$

<u>Nous avons</u> :

- **Aux appuis :** $A_a = 3{,}39 > A_{min} = 0{,}98\ \text{cm}^2$
- **En travées :** $A_t = 6{,}03 > A_{min} = 0{,}98\text{cm}^2$

} **Condition vérifiée**

8. <u>Vérification de l'effort tranchant</u> :

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$ **[Art A.5.1, 2] BAEL91 modifié 99**

$\tau_u = \frac{84{,}18 \times 10^3}{250 \times 3{,}5} = 1{,}03\ \text{MPa}$

Dans notre cas la fissuration est **peu préjudiciable.**

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$$ **[Art A.5.1, 211] BAEL91 modifié 99**

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$

$\bar{\tau}_u = \min(0{,}2\frac{25}{1{,}5}; 5\text{MPa})$

$\boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}}$

$\tau_u = 1{,}03\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\ \text{MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

9. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \qquad \textbf{[Art A.5.1, 313] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : **a :** la longueur d'appui

$$a = 0{,}9d = 0{,}9 \times 32{,}5 = 29{,}25 \text{ cm}$$

$$\frac{2V_u}{b \cdot a} \leq 0{,}8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot b \cdot a$$

$$V_u = 84{,}18 \text{ KN}$$

$$0{,}4 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1{,}5} \times 250 \times 292{,}5 = 487{,}5 \text{ KN}$$

$V_u = 84{,}18 \text{ KN} < 487{,}5 \text{ KN}$ ⇒ **Condition vérifiée**

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0{,}9d.\sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$$

Avec :

$\sum \mathbf{U_i}$ **:** étant la somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 12 = 113{,}04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{84{,}18 \times 10^3}{0{,}9 \times 325 \times 113{,}04} = 2{,}54 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 2{,}54 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3{,}15 \text{ MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

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

11. Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \tau_{su} = 0{,}6\Psi_s^2.f_{t28} \qquad \textbf{[Art A.6.1, 21] BAEL91 modifié 99}$$

Avec : $\Psi = 1{,}5$ (HA)

$$\tau_{su} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}84 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2{,}54 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{su} = 2{,}835 \text{ MPa}$ ⇒ **Condition vérifiée**

12. Longueur de scellement droit : [Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié 99

$$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\overline{\tau}_{su}} = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}32 \text{ cm} \rightarrow \boldsymbol{l_s = 45 \text{ cm}}$$

On remarque que $\boldsymbol{l_s}$ dépasse l'épaisseur de la poutre palière, donc il faut prévoir des crochets.

D'après le **BAEL91 [Art A.6.1, 253]** la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$\boldsymbol{l_c = 0,4 l_s} \quad \rightarrow \quad l_c = 0{,}4 \times 45 = 18 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{l_c = 18\ cm}$$

III.6.5. Calcul des efforts internes à L'ELS :

a. Combinaison d'action :

$$q_s = G + q_s$$

$$= 5{,}32 + 30{,}63 = 35{,}95 \text{ KN/ml}$$

$$\boldsymbol{q_s = 35,95 \text{ KN/ml}}$$

b. Calcul des réactions d'appuis :

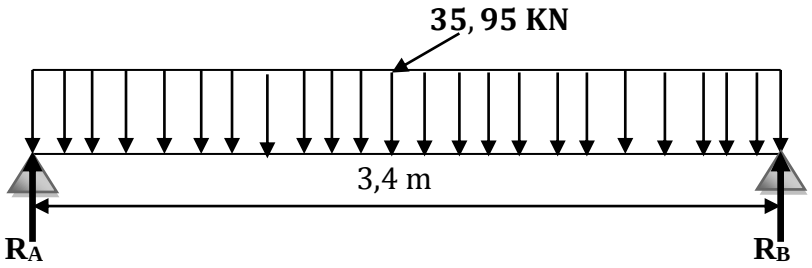


Fig III.31 : Schéma statique de la poutre palière à L'ELS

$$R_A = R_B = \frac{q_s.l}{2} = \frac{35{,}95 \times 3{,}4}{2} = 61{,}11 \text{ KN}$$

$$\boldsymbol{R_A = R_B = 61,11 \text{ KN}}$$

c. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u.l}{2} = \frac{35{,}95 \times 3{,}4}{2} = 61{,}11 \text{ KN}$$

$$\boldsymbol{T = 61,11 \text{ KN}}$$

d. Calcul du moment isostatique :

$$M_{0s} = M_{max} = \frac{q_s.l^2}{8} = \frac{35{,}95 \times (3{,}4)^2}{8} = 51{,}94 \text{ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{0u} = 51,94 \text{ KN.m}}$$

e. Correction des moments :

- **Aux appuis :**

$$M_s^a = -0{,}3 \cdot M_{0s} = -0{,}3 \times (51{,}94) = -15{,}58 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_s^t = 0{,}85 \cdot M_{0s} = 0{,}85 \times (51{,}94) = 44{,}15 \text{ KN.m}$$

f. <u>Diagramme des efforts internes à L'ELS</u> :

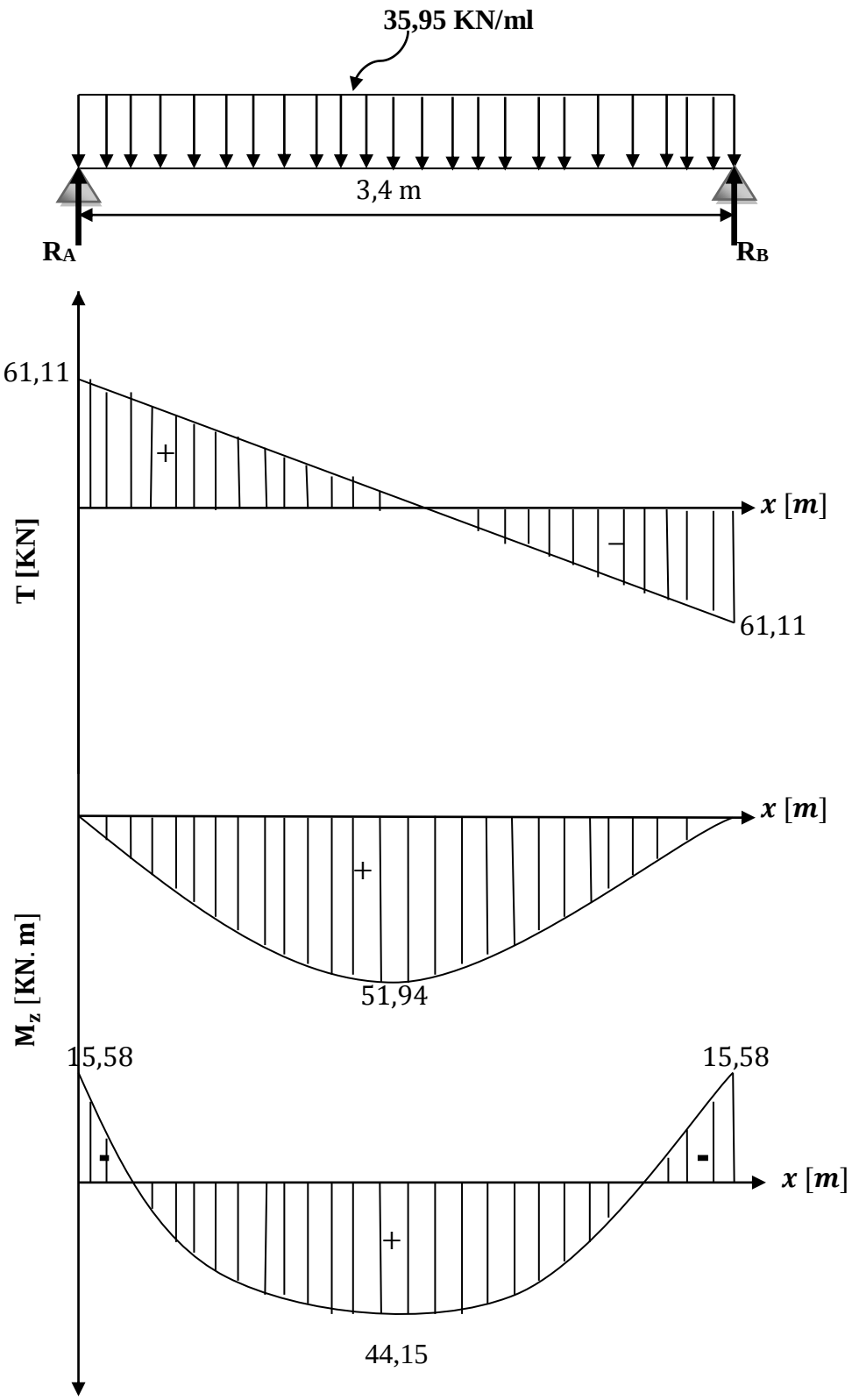


Fig III.32 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à L'ELS

III.6.6. Calcul à L'ELS :

1. Vérification des contraintes :

2. Etat limite de compression du béton : [Art A.4.5, 2] BAEL91 modifié 99

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

- **Aux appuis :**

$M_s^a = -15{,}58$ KN. m

$A_a = 3{,}39\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100\times3{,}39}{25\times32{,}5} = 0{,}417$$

$$\rho_1 = 0{,}417 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}901 \\ K_1 = 35{,}76 \\ \alpha_1 = 0{,}295 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}295}{15(1-0{,}295)} = 0{,}027$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A.\beta_1.d} = \frac{15{,}58\times10^6}{339\times0{,}901\times325} = 156{,}9\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}027 \times 156{,}9 = 4{,}23\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 4{,}23$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travées :**

$M_s^t = 44{,}15$ KN. m

$A_t = 6{,}03\ cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100\times6{,}03}{25\times32{,}5} = 0{,}742$$

$$\rho_1 = 0{,}742 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}875 \\ K_1 = 25{,}16 \\ \alpha_1 = 0{,}373 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}373}{15(1-0{,}373)} = 0{,}039$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A.\beta_1.d} = \frac{44{,}15\times10^6}{603\times0{,}875\times325} = 257{,}46\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} = 0{,}039 \times 257{,}46 = 10{,}04\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 10{,}04$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

3. Etat limite d'ouverture des fissures : [Art A.4.5, 3] BAEL91 modifié 99

Les fissurations sont considérées comme étant peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

2. Vérification de la flèche : [Art B.6.5, 1] BAEL91 modifié 99

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\frac{h}{L} = \frac{0,35}{3,4} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625$ ⇒ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0,10 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{44,15}{10 \times 51,94} = 0,085$ ⇒ **Condition vérifiée**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{6,03}{25 \times 32,5} = 0,0074 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ ⇒ **Condition vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE IV :

MODÉLISATION ET VÉRIFICATION DES CONDITIONS DU RPA

IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2) Choix de la méthode de calcul:

IV.2.1) Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

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

IV.2.2) Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), la condition complémentaire suivante :

Zone IIa: groupes d'usage 2,si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion:

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.2.3) Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion:

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

IV2.4) Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de

calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.3) Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ✓ Introduction de la géométrie du modèle.
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- ✓ Définition des charges statiques (G, Q).
- ✓ Définition de la charge sismique E.
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions.
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- ✓ Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

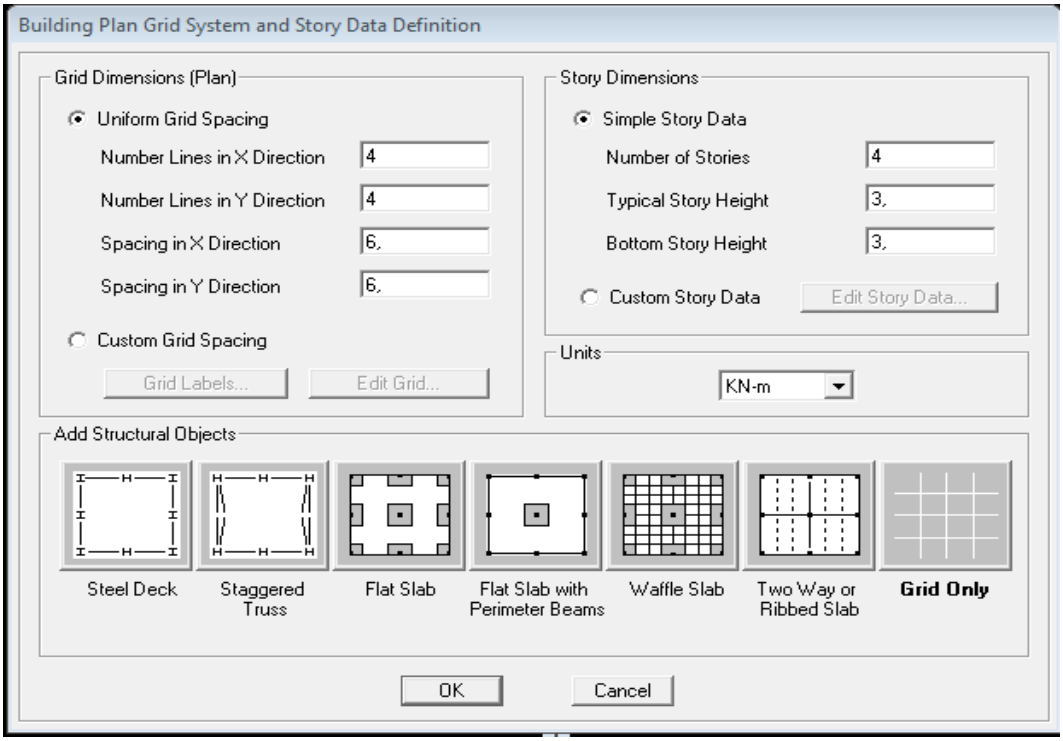
✓ Choix des unités :

On doit choisir système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS→ KN-m.

✓ Géométrie de base:

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne ***File*** puis ***New model***, permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

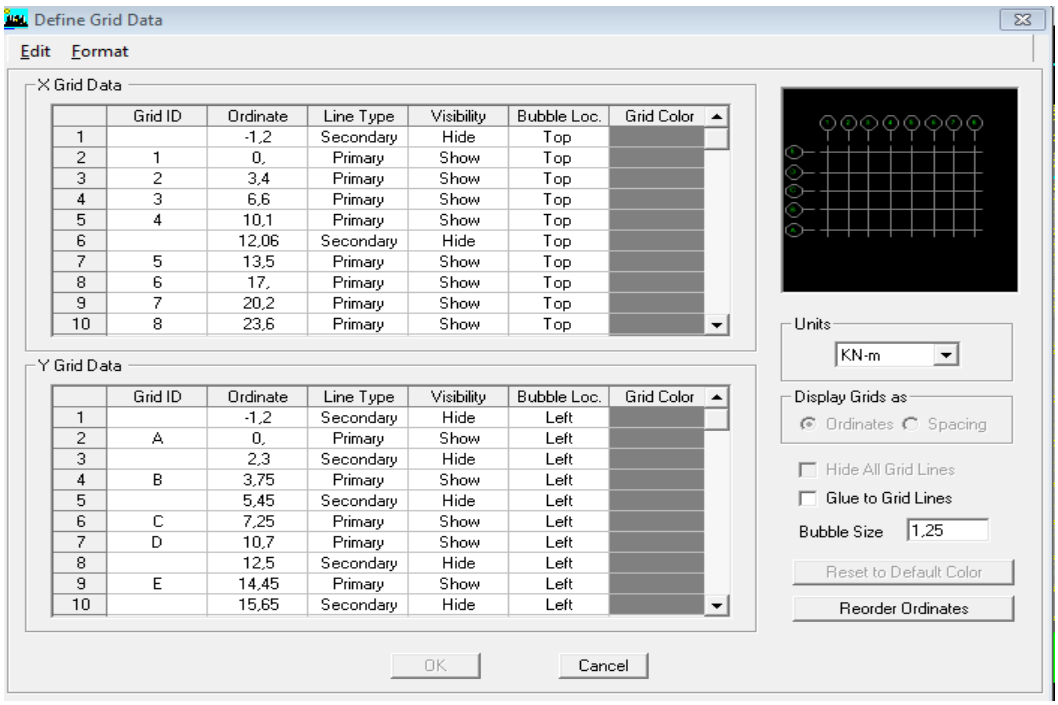


Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **OK** -

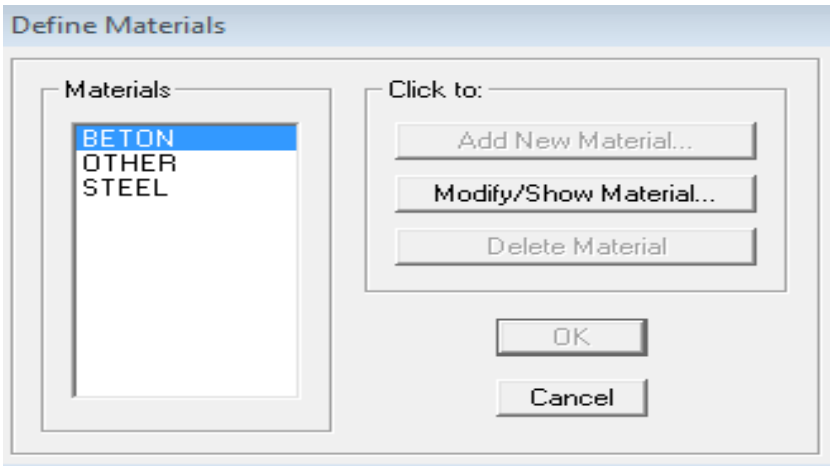
Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit.**

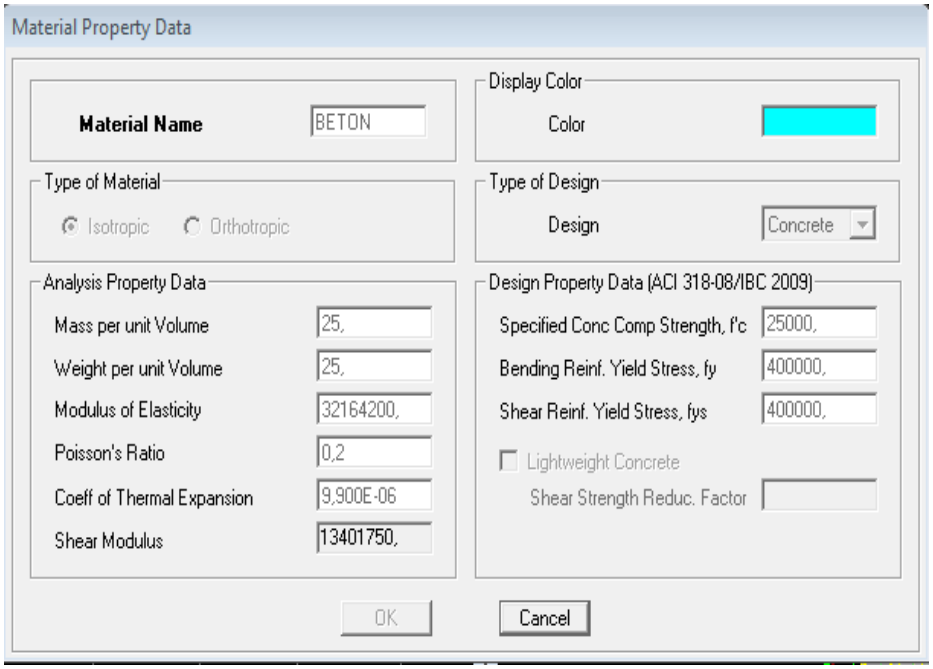


b) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Matériel proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante



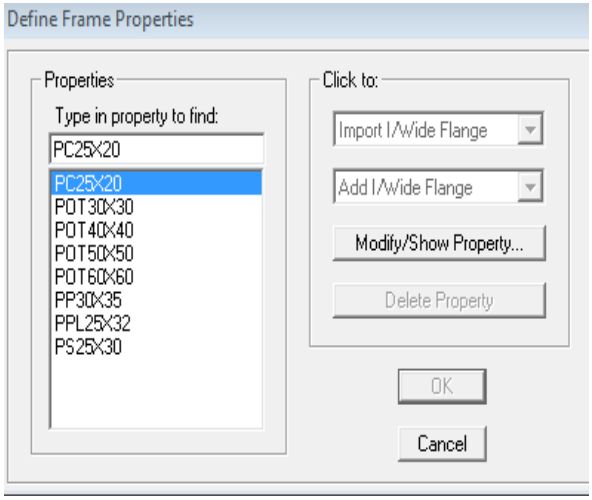


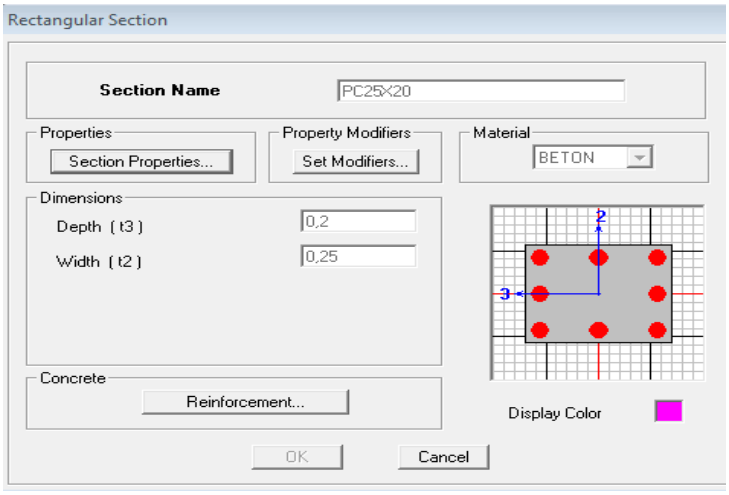
c) Troisiéme étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (poutre,poteaux, dalle, voile….)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

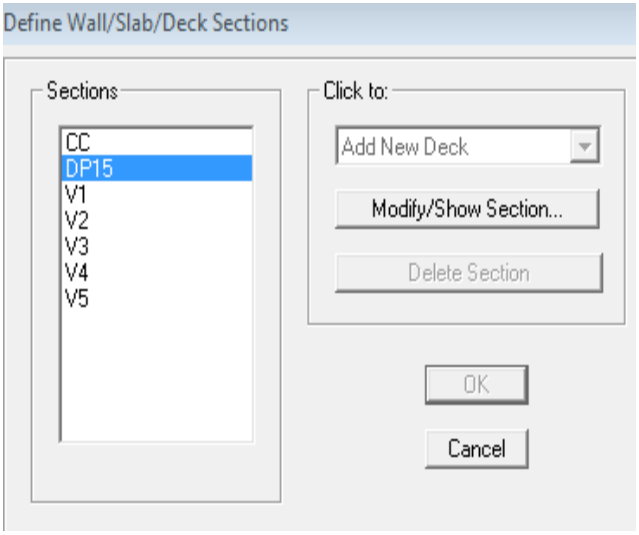
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.

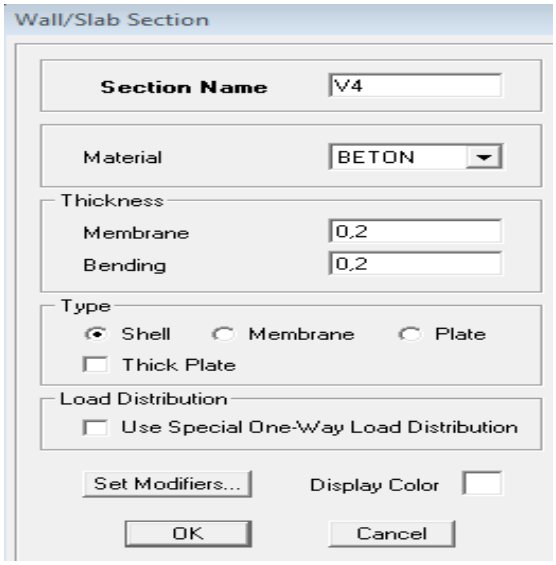




Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **Wall /Slab ,** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.





- **Affectation des éléments dans les modèles:**

En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire :

- **Les pouters** :

  Draw → Draw line objects → create lines in region

- **Les Poteaux:**

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks.

- **Les dalles pleines :**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas .

- **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines.

d) Quatrième étape :

- **Appuis** :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.

- Ramenant l'instruction suivante :

Assing→ joint/ point→ restraints

- **Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

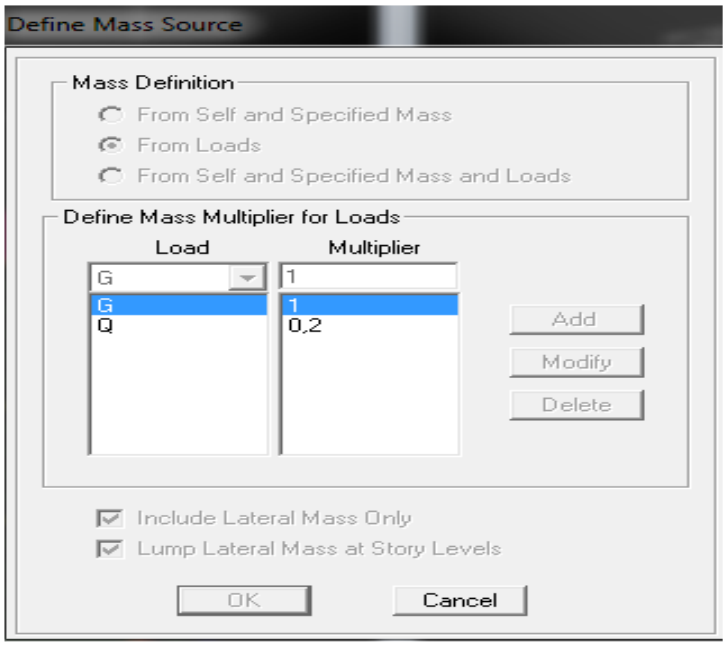
$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5

(Chapitre I)β = 0.2.

L'instruction : **Define→ masse source**

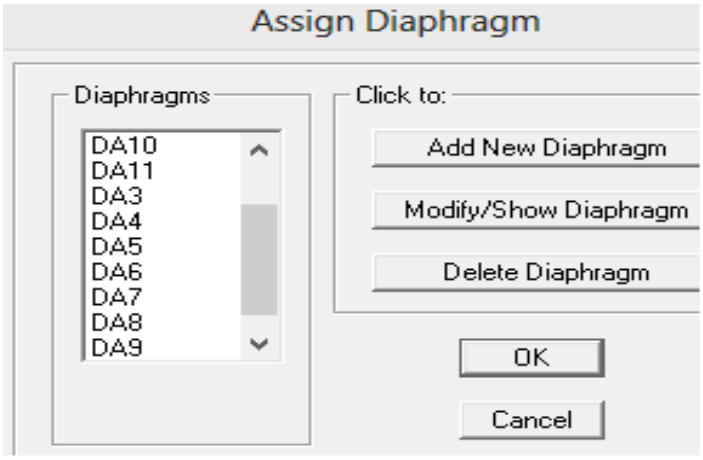
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique



- **Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphragme pour chaque plancher :

Assing→ joint/ point→ Diaphragme

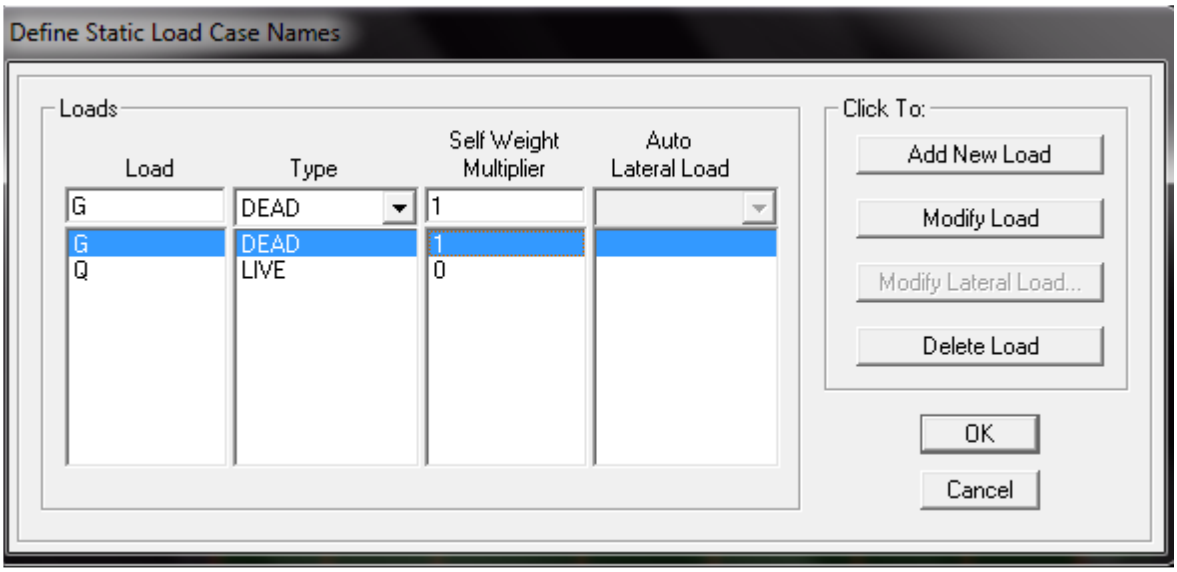


- **Définitions des charges :**

Define→ static load cases

Cette instruction nous permit de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ouLIVE), sismiques QUAKE , du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autre.

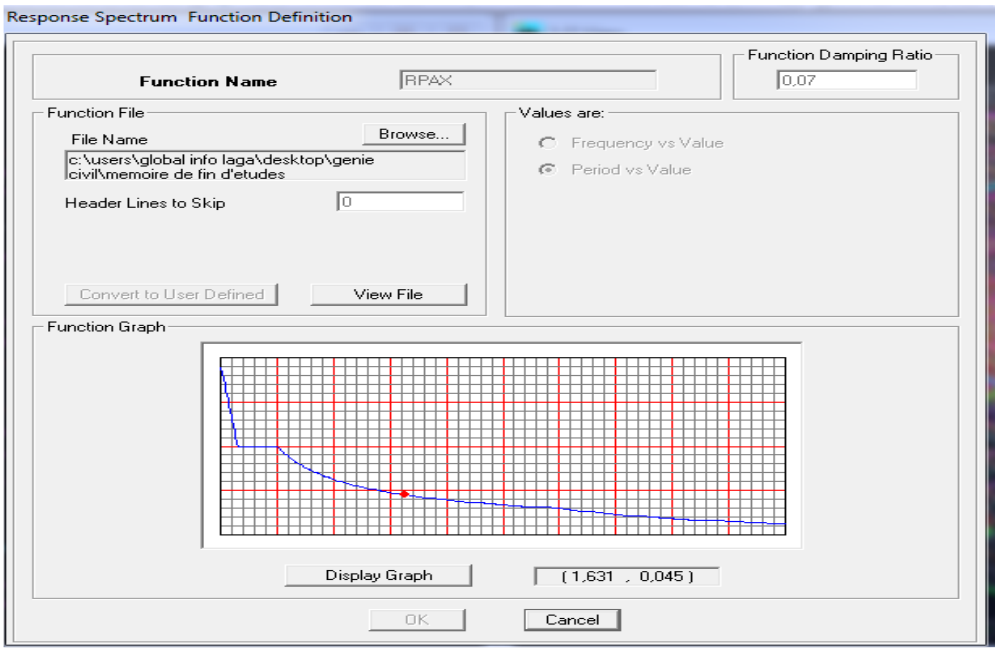
Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par cotre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

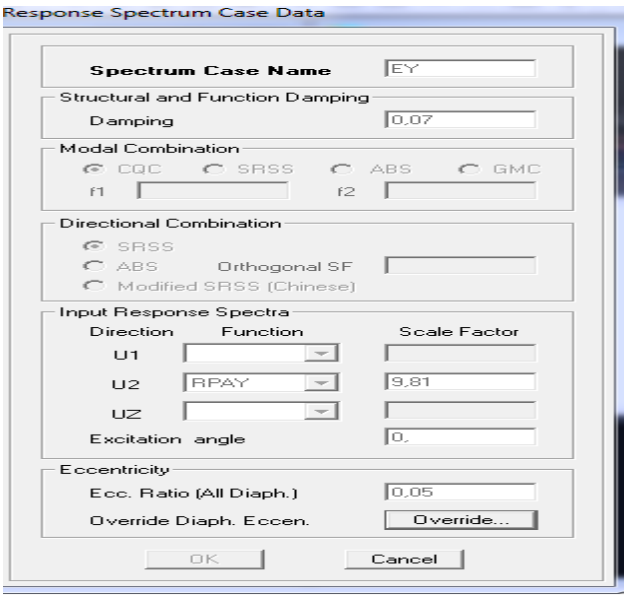
On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text ⇒ Enregistrer**

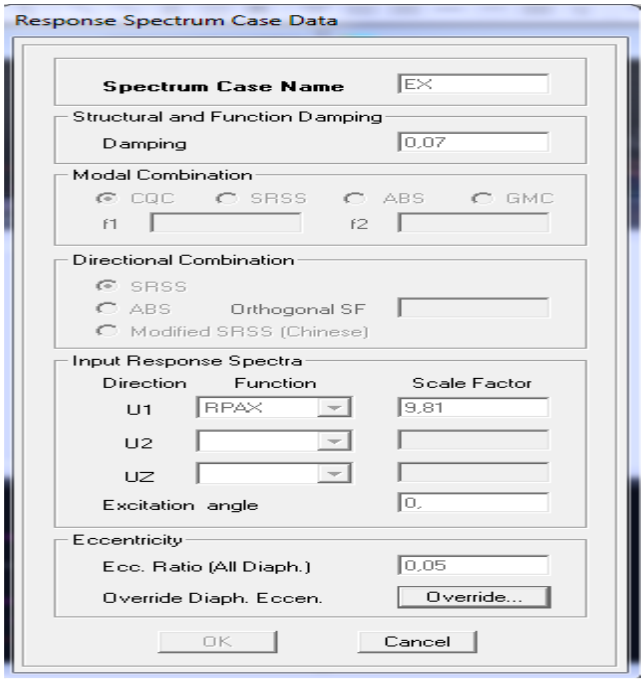
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **: define ⇒ response spectrum ⇒ function spectre from file.**



- **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur **: Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum**





- **. Chargement des éléments :**

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur **: assign ⇒ areas load ⇒ uniform**.

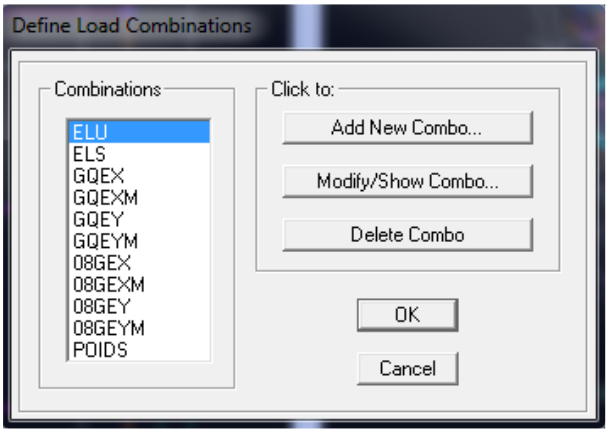
❖ **Introduction des combinaisons d'actions**

✓ **Combinaisons aux états limites**

- ELU 1,35 G+1,5 Q.
- ELS G+Q.

✓ **Combinaisons accidentelle du RPA**

- GQE : G+Q ± E.
- 08 GE : 0,8G ± E



i. <u>Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats</u> :

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze ⇒ Run Analysis**

- ✓ **Visualisation des résultats :**

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement.**

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la bas

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E

- ➢ **<u>Vérification des Exigences du RPA</u> :**

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- ✓ L'excentricité.
- ✓ Le pourcentage de participation de la masse modale.
- ✓ L'effort tranchant à la base.
- ✓ Les déplacements relatifs.
- ✓ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- ✓ Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- ✓ Justification du système de contreventement.

1. Vérification de l'excentricité :

$|XCM - XCR| \leq 5\%\ L_x$.

$|YCM - YCR| \leq 5\ \%L_y$.

Avec:

XCM : *Le centre de masse.*

XCR : *Le centre de torsion.*

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
SSL	D9	352,0097	352,0097	11,824	7,165	352,0097	352,0097	11,824	7,165	11,964	6,976
RDC	D1	408,6739	408,6739	11,820	7,283	408,6739	408,6739	11,820	7,283	11,938	6,733
ET01	D2	408,6739	408,6739	11,820	7,283	408,6739	408,6739	11,820	7,283	11,944	6,758
ET02	D3	408,3564	408,3564	11,820	7,284	408,3564	408,3564	11,820	7,284	11,948	6,800
ET03	D4	394,6324	394,6324	11,821	7,285	394,6324	394,6324	11,821	7,285	11,951	6,843
ET04	D5	382,0784	382,0784	11,822	7,286	382,0784	382,0784	11,822	7,286	11,954	6,884
ET05	D6	382,0784	382,0784	11,822	7,286	382,0784	382,0784	11,822	7,286	11,956	6,921
ET06	D7	371,1572	371,1572	11,822	7,288	371,1572	371,1572	11,822	7,288	11,958	6,952
ET07	D8	362,3163	362,3163	11,823	7,278	362,3163	362,3163	11,823	7,278	11,960	6,971
ET09	D10	338,7297	338,7297	11,805	7,078	338,7297	338,7297	11,805	7,078	11,967	6,964
SSM	D11	10,6121	10,6121	11,800	5,500	10,6121	10,6121	11,800	5,500	11,850	5,487
SSL	D12	412,0517	412,0517	11,820	7,172	412,0517	412,0517	11,820	7,172	11,933	6,783

Tableau IV.1: Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$|XCM - XCR| \leq 5\%\ Lx$

Story	diaphragma	XCM	XCR	X_{CM} - X_{CR}	5% Lx	Condition
SSOL	DA1	11.824	11.964	0.14	1.397	**Vérifiée**
RDC	DA2	11.82	11.938	0.118	1.397	**Vérifiée**
ET01	DA3	11.82	11.944	0.124	1.397	**Vérifiée**
ET02	DA4	11.82	11.948	0.128	1.397	**Vérifiée**
ET03	DA5	11.821	11.951	0.13	1.397	**Vérifiée**
ET04	DA6	11.822	11.954	0.132	1.397	**Vérifiée**
ET05	DA7	11.822	11.956	0.134	1.397	**Vérifiée**
ET06	DA8	11.822	11.958	0.136	1.397	**Vérifiée**
ET07	DA9	11.823	11.96	0.137	1.397	**Vérifiée**
ET08	DA10	11.805	11.967	0.162	1.397	**Vérifiée**
ET09	DA11	11.8	11.85	0.05	1.397	**Vérifiée**
Terrasse 1	DA12	11.82	11.933	0.113	1.397	**Vérifiée**

Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité suivant x-x

Si ce n'est pas vérifié, on prend l'excentricité accidentelle.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5\ \%Ly$$

Story	diaphragma	YCM	YCR	Y_{CM} - Y_{CR}	5%L_Y	Condition
SSOL	DA1	7,165	6,976	0.189	0.74	Vérifiée
RDC	DA2	7,283	6,733	0.55	0.74	Vérifiée
ET01	DA3	7,283	6,758	0.525	0.74	Vérifiée
ET02	DA4	7,284	6,8	0.484	0.74	Vérifiée
ET03	DA5	7,285	6,843	0.442	0.74	Vérifiée
ET04	DA6	7,286	6,884	0.402	0.74	Vérifiée
ET05	DA7	7,286	6,921	0.365	0.74	Vérifiée
ET06	DA8	7,288	6,952	0.336	0.74	Vérifiée
ET07	DA9	7,278	6,971	0.307	0.74	Vérifiée
ET08	DA10	7,078	6,964	0.114	0.74	Vérifiée
ET09	DA11	5,5	5,487	0.013	0.74	Vérifiée
Terasse1	DA12	7,172	6,783	0.389	0.74	Vérifiée

Tableau IV.3: Vérification de l'excentricité suivant y-y

2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y), (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au quinzième mode dans le sens(x-x) et au quatorzième mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1,214958	71,8755	0,1084	0,0000	71,8755	0,1084	0,0000	0,1544	98,7220	0,2993	0,1544	98,7220	0,2993
2	1,063714	0,0316	67,2290	0,0000	71,9072	67,3374	0,0000	90,5785	0,0344	6,5164	90,7329	98,7564	6,8157
3	1,033873	0,3556	6,5537	0,0000	72,2628	73,8910	0,0000	8,8015	0,5338	65,8556	99,5344	99,2902	72,6713
4	0,353948	14,0015	0,0150	0,0000	86,2643	73,9060	0,0000	0,0002	0,2894	0,3165	99,5346	99,5795	72,9878
5	0,332357	0,0393	13,4415	0,0000	86,3036	87,3475	0,0000	0,1203	0,0026	0,0763	99,6549	99,5822	73,0641
6	0,304532	0,3449	0,0813	0,0000	86,6485	87,4289	0,0000	0,0005	0,0102	14,1327	99,6554	99,5924	87,1968
7	0,161693	4,2994	1,0889	0,0000	90,9478	88,5177	0,0000	0,0505	0,2197	0,1372	99,7059	99,8121	87,3340
8	0,158896	1,1480	4,2680	0,0000	92,0958	92,7857	0,0000	0,1994	0,0590	0,0081	99,9054	99,8711	87,3421
9	0,138193	0,0041	0,0070	0,0000	92,0999	92,7928	0,0000	0,0003	0,0013	4,5341	99,9057	99,8724	91,8761
10	0,132899	0,5751	0,0003	0,0000	92,6750	92,7930	0,0000	0,0000	0,0170	1,0575	99,9057	99,8894	92,9336
11	0,122532	0,0041	0,2054	0,0000	92,6791	92,9984	0,0000	0,0015	0,0001	0,0033	99,9072	99,8895	92,9369
12	0,116640	0,0046	0,0145	0,0000	92,6837	93,0128	0,0000	0,0002	0,0001	0,0356	99,9074	99,8896	92,9725

Tableau IV.4: Pourcentage de participation de la masse modale

Comportement de la structure :

Le premier mode représente une translation suivant (x-x)

Le deuxième mode représente une translation suivant (y-y)

Le troisième mode représente une rotation suivant (z-z)

2. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/V2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V dynamique obtenue par la Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE ou ($0{,}8VMSE < Vdyn$).

- **Calcul de la force sismique totale VMSE appliquée à la base de la structure :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \text{ X } W_T$$

Avec **: A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau suivant :

La zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Groupe d'usage : groupe **2**.
- Zone sismique : zone **IIa**

Donc **A = 0,15**

	ZONE		
Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.15	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.20

Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau suivant :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	rigide	3,5
3	Voiles porteurs	3,5
4a	Noyau	5
4b	Mixte portiques/voiles avec interaction	4
5	Portiques contreventés par des voiles	2
6	Console verticale à masses réparties	
	Pendule inverse	

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : R = 5.

Q: Facteur de qualité

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 = $1+\sum_1^5 P_q$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

	P_q	
Critère q	Observé	N/observé
1. condition minimal sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan 3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation 5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau IV.5 : Valeurs de pénalités P_q

Donc : QX = Qy = 1,15

$$D=\begin{cases}2.5\eta \quad avec: \quad 0\le T\le T_2\\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{2/3} \quad avec \quad T_2\le T\le 3s\\ 2.5\eta\left(T_2/3\right)^{2/3}.\left(3/T\right)^{5/3} \quad avec \quad T\ge 3s\end{cases}$$

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}\ge 0.7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : ξ=10 %

T: La période fondamentale donnée par ETABS : T = 1.21s

Donc :

T_2 = 0,5sec ≤ T = 1.27 s ≤ 3,0sec

D'où :

$D_X = D_Y = 2{,}5 \times 0.76 \left(\frac{0{,}5}{1.21}\right)^{2/3} = 1.04$

W_t = 43348.41 KN : Poids total de la structure, donné par ETABS

❖ **Tableau récapitulatif des résultats :**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone **A**	0.15
Facteur d'amplification dynamique **D**	1.04
Facteur de qualité **Q**	1.2
Coefficient de comportement **R**	5
Le poids total de la structure $\mathbf{W_t}$ [kN]	43348.41

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0{,}15 \times 1.04 \times 1{,}2}{3.5} \times 43348.41 = 2318.52Kn \longrightarrow \mathbf{V_{RPA} = 2318.52KN}$$

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
SSM	EX	Top	0,00	36,02	2,01	210,727	0,000	0,000
SSM	EX	Bottom	0,00	36,02	2,01	210,727	5,819	104,456
ET09	EX	Top	0,00	611,10	34,73	4951,234	5,819	104,455
ET09	EX	Bottom	0,00	611,10	34,73	4951,234	111,031	1950,166
ET08	EX	Top	0,00	1090,60	61,60	8900,256	111,031	1950,164
ET08	EX	Bottom	0,00	1090,60	61,60	8900,256	297,957	5270,758
ET07	EX	Top	0,00	1454,65	83,82	11794,904	297,957	5270,757
ET07	EX	Bottom	0,00	1454,65	83,82	11794,904	548,853	9661,063
ET06	EX	Top	0,00	1757,60	105,45	14165,211	548,854	9661,060
ET06	EX	Bottom	0,00	1757,60	105,45	14165,211	859,975	14887,977
ET05	EX	Top	0,00	2031,38	126,71	16316,726	859,975	14887,975
ET05	EX	Bottom	0,00	2031,38	126,71	16316,726	1232,624	20833,922
ET04	EX	Top	0,00	2274,04	144,59	18237,906	1232,625	20833,919
ET04	EX	Bottom	0,00	2274,04	144,59	18237,906	1661,902	27412,605
ET03	EX	Top	0,00	2495,66	158,32	20010,286	1661,902	27412,607
ET03	EX	Bottom	0,00	2495,66	158,32	20010,286	2137,808	34565,669
ET02	EX	Top	0,00	2702,27	168,90	21702,966	2137,808	34565,668
ET02	EX	Bottom	0,00	2702,27	168,90	21702,966	2648,421	42246,587
ET01	EX	Top	0,00	2880,13	177,44	23203,250	2648,422	42246,585
ET01	EX	Bottom	0,00	2880,13	177,44	23203,250	3183,156	50398,293
RDC	EX	Top	0,00	3011,50	184,14	24333,400	3183,157	50398,292
RDC	EX	Bottom	0,00	3011,50	184,14	24333,400	3734,866	58945,668
SSL	EX	Top	0,00	3071,29	187,49	24844,208	3734,866	58945,668
SSL	EX	Bottom	0,00	3071,29	187,49	24844,208	4484,191	70737,709

Tableau IV.6 : L'effort tranchant donné par ETABS

V_{xdyn}= Max F_1 = 3181.19 KN

V_{ydyn}= Max F_2 = 3476.63 KN

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

V_{xdyn} = 3181.19 KN > $0{,}8V_{RPA}$ = 0,8 × 2318.52 KN = 1854.81KN …. …… **Condition vérifiée.**

- ✓ **Sens transversal :**

V_{ydyn} =3476.63 KN > $0,8V_{RPA}$ = 0,8 × 3615.97KN = 22892.77KN. ……. **Condition vérifiée**.

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V ⟶ L'effort tranchant à la base est vérifié

2.4. Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

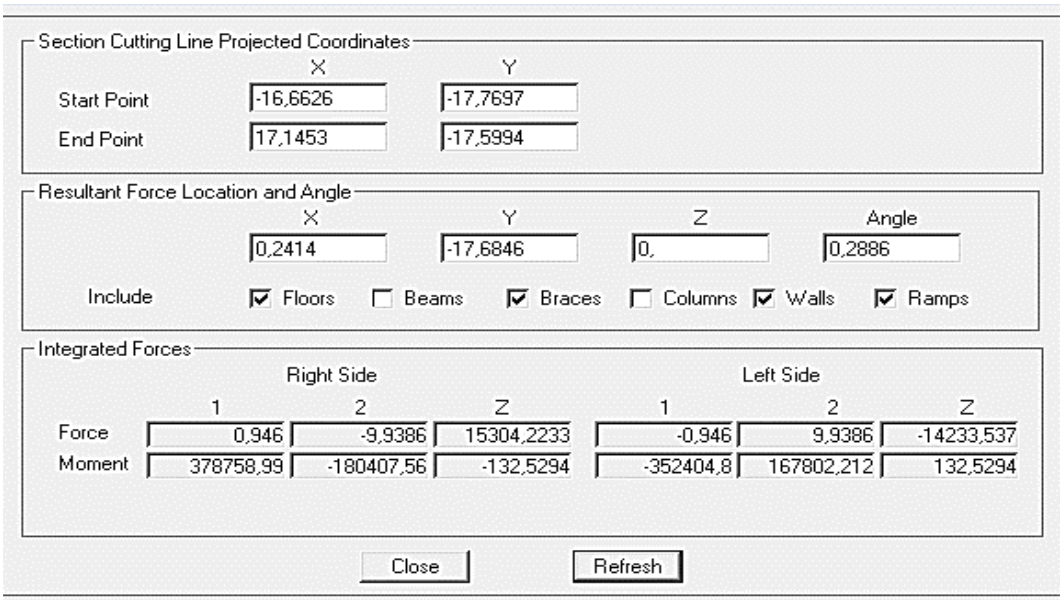
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

A) les charges verticales reprises par les voiles :

Display ⟶ Show Deformed Shape ⟶ G Static load ⟶ OK

On clique sur **Draw ⟶ Draw Section Cut**

On aura le tableau suivant:



$$\left.\begin{array}{l} 42041.55 \rightarrow 100\% \\ 15304.22 \rightarrow x \end{array}\right\} \Rightarrow x = 36$$

Effort repris par les voiles=**36%**

Effort repris par les portiques=**63%**

Le % des charges verticales qui sont récupérée par les voiles> 20%.

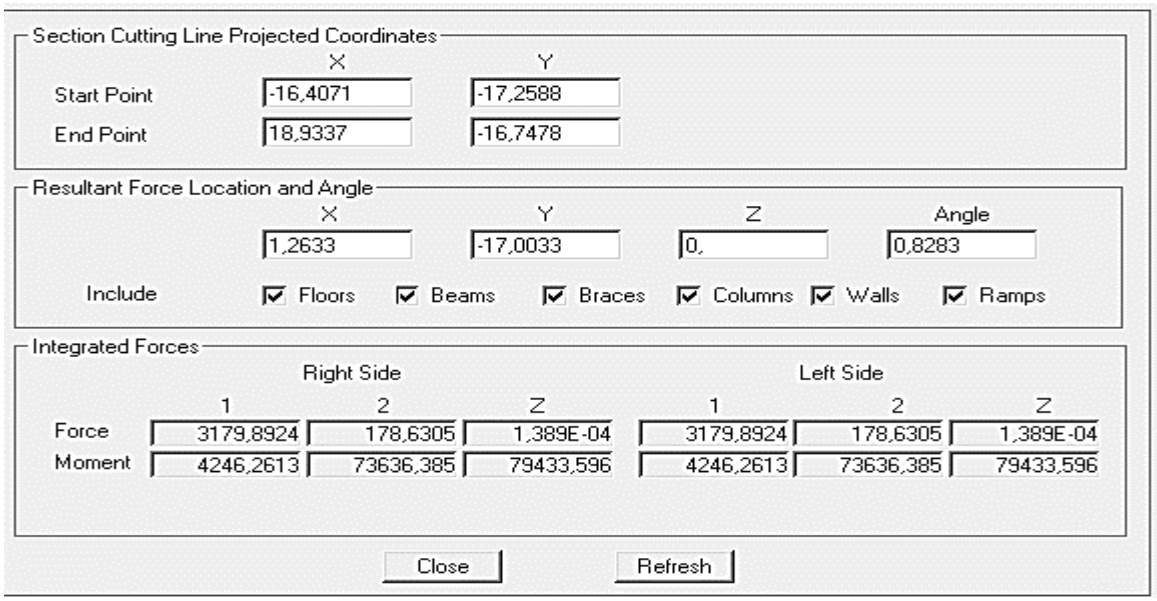
B) les charges horizontales reprise par les voiles longitudinaux et transversaux :

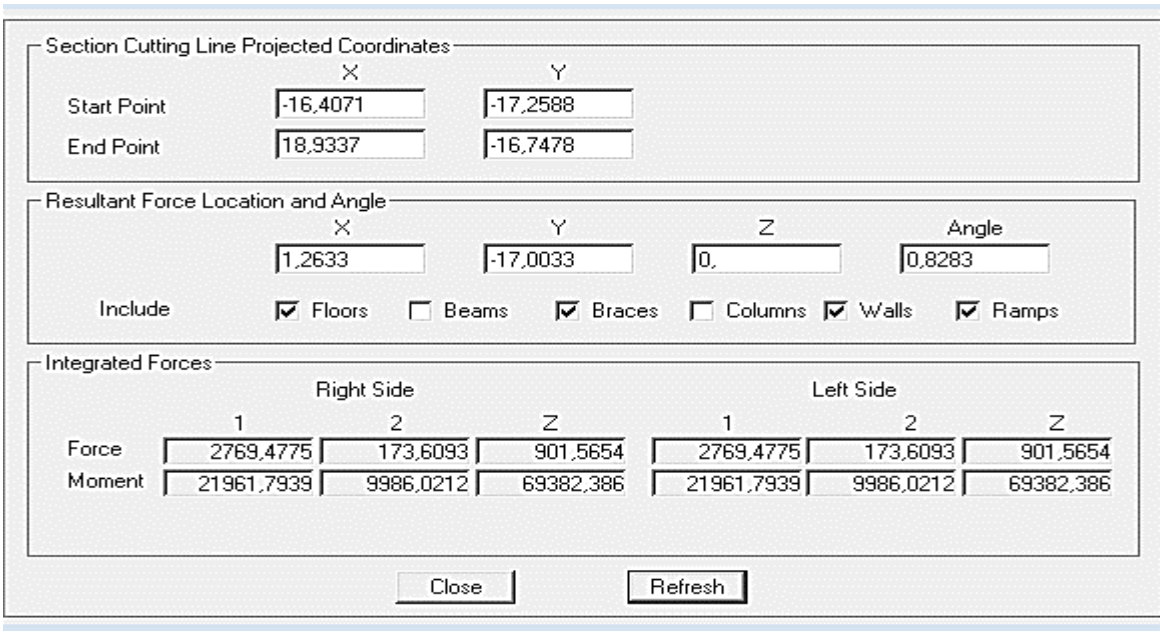
✓ **Sens X-X :**

Display ⟶ Show Deformed Shape ⟶ EX Spectra ⟶ OK

On clique sur **Draw⟶ Draw Section Cut**

On aura le tableau suivant:





$$\left.\begin{array}{l} 3179.89 \rightarrow 100\% \\ 2769.47 \rightarrow x \end{array}\right\} \Rightarrow x = 68\%$$

Effort repris par les voiles=**68%**

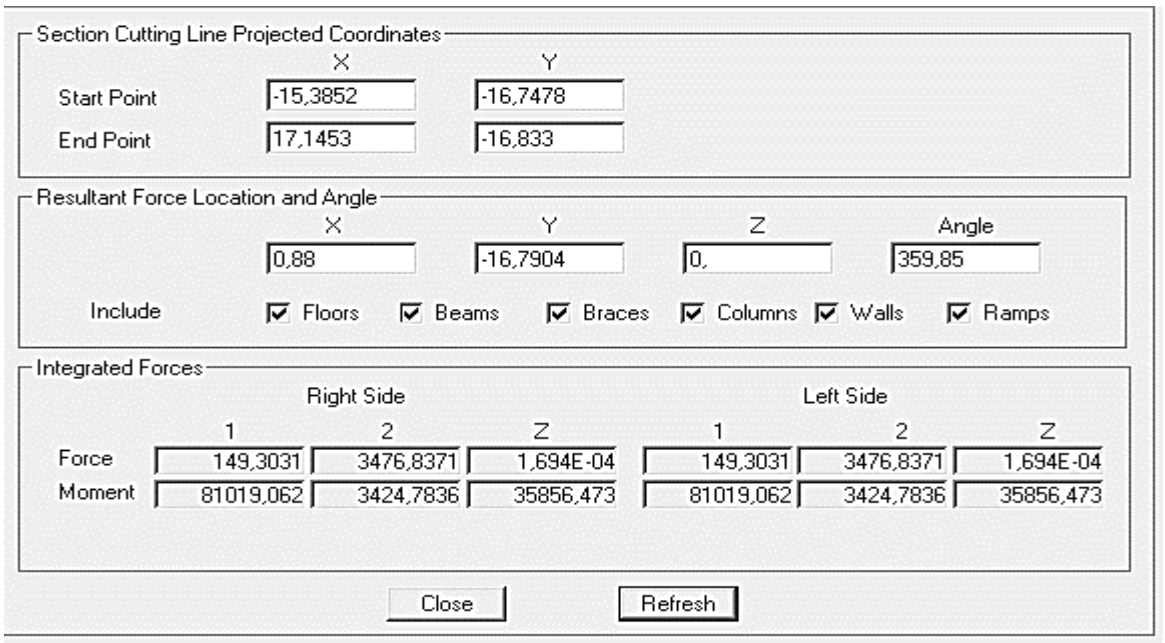
Effort repris par les portiques=**32%**

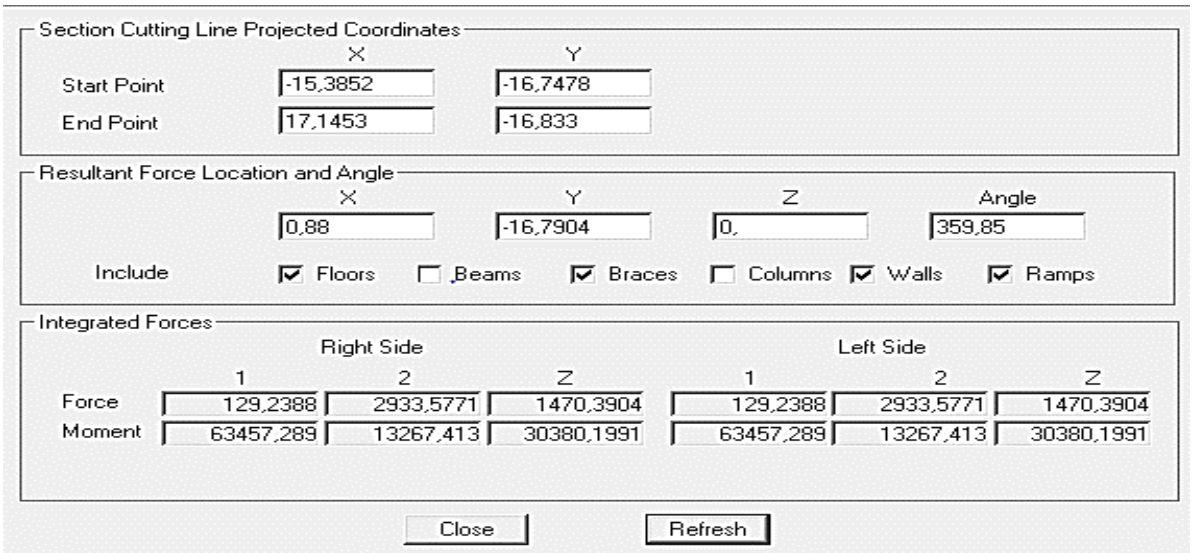
- ✓ **Sens Y-Y :**

Display ⟶ Show Deformed Shape ⟶ EY Spectra ⟶ OK

On clique sur **Draw ⟶ Draw Section Cut**

On aura le tableau suivant:





$$\left.\begin{array}{l} 3476.83 \rightarrow 100\% \\ 2933.57 \rightarrow x \end{array}\right\} \Rightarrow x = 84\%$$

Effort repris par les voiles=**84%**

Effort repris par les portiques=**16%**

Le % des charges horizontales reprises par les voiles longitudinaux et transversaux> 20%.

2.5.Vérification des efforts normaux au niveau des poteaux :

(RPA 99/version 2003 Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

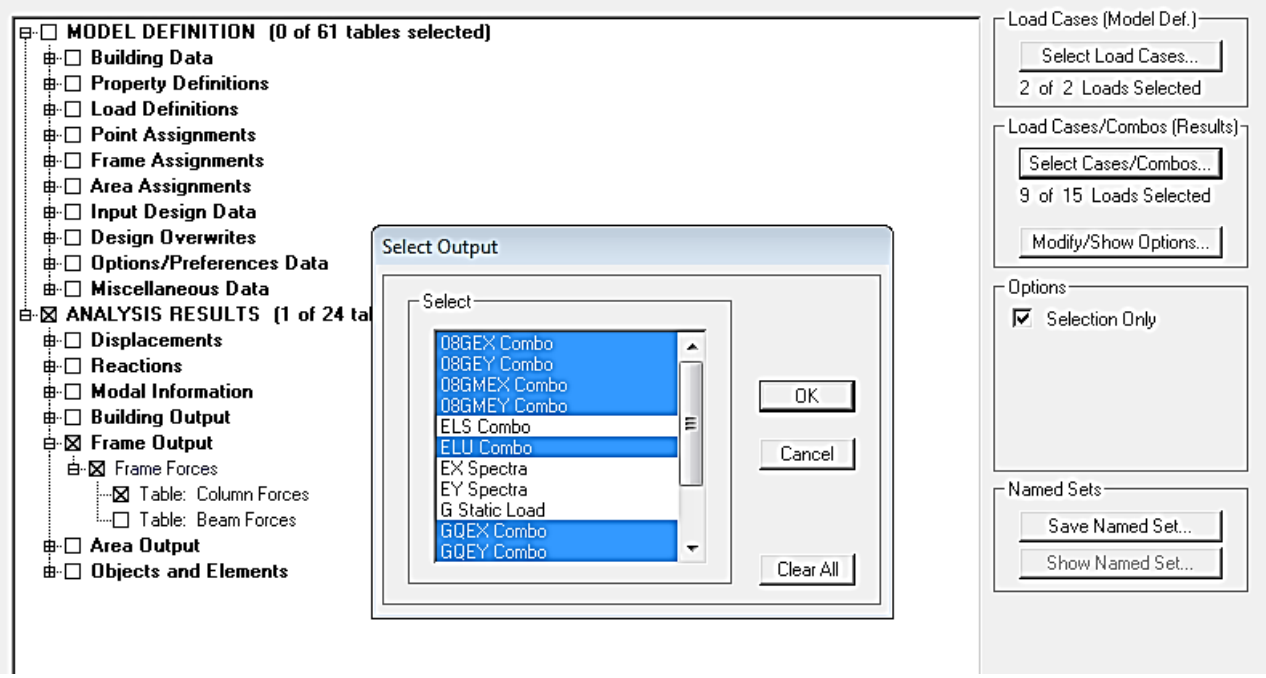
Avec :

$\mathbf{B}_c$: L'aire (section brute) de la section du béton.

$\boldsymbol{N_d}$: Effort normal dans les poteaux.

Select ⟶ by Frame Sections ⟶ on sélectionne le poteau 40x40

Display ⟶ Show Table



Puis on clique : **OK** ⟶**OK**

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
RDC	C1	ELU	0,000	-374,20	0,01	0,00	0,049	-0,20
RDC	C1	ELU	1,355	-364,94	0,01	0,00	0,049	-0,19
RDC	C1	ELU	2,710	-355,68	0,01	0,00	0,049	-0,19
RDC	C1	GQEX	0,000	-274,44	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	GQEX	1,355	-267,58	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	GQEX	2,710	-260,72	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	GQEY	0,000	-274,44	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	GQEY	1,355	-267,58	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	GQEY	2,710	-260,72	0,01	0,00	0,036	-0,14
RDC	C1	08GEX	0,000	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,14
RDC	C1	08GEX	1,355	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,07
RDC	C1	08GEX	2,710	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,00
RDC	C1	08GEY	0,000	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,14
RDC	C1	08GEY	1,355	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,07
RDC	C1	08GEY	2,710	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,00
RDC	C1	GQMEX	0,000	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,14
RDC	C1	GQMEX	1,355	-49,37	0,00	-0,05	0,016	-0,07

Tableau IV.7 : les efforts normeaux au niveau des poteaux

On clique sur **Edit** ⟶ **copy** ⟶ **collé dans l'Excel**

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

- ✓ **Poteau 45x45 (S.Sol et RDC) :**

N_d = 1540.31KN

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} = \frac{1540.31}{45\times45\times2,5} = 0,30 \leq 0,3$ ……. **Condition vérifiée**

- ✓ **Poteau 40x40 (1er, 2ème et 3ème) :**

N_d = 1176.91 KN

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} = \frac{1176.91}{40\times40\times2,5} = 0,29 < 0,3$ …… **Condition vérifiée**

- ✓ **Poteau 35x35 (4ème, 5ème et 6ème étage) :**

N_d = 767.57 KN

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} = \frac{767.57}{35\times35\times2,5} = 0,25 < 0,3$ …… **Condition vérifiée**

- ✓ **Poteau 30x30 (7ème, 8ème , 9ème étage) :**

N_d = 380.2KN

$\vartheta = \frac{N_d}{B_c.f_{c28}} = \frac{380.2}{30\times30\times2,5} = 0,16 < 0,3$ …… **Condition vérifiée**

2.6.Vérification des déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10),** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)**: $\delta k = R \times \delta ek$

- ✓ δ_k : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 3.5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

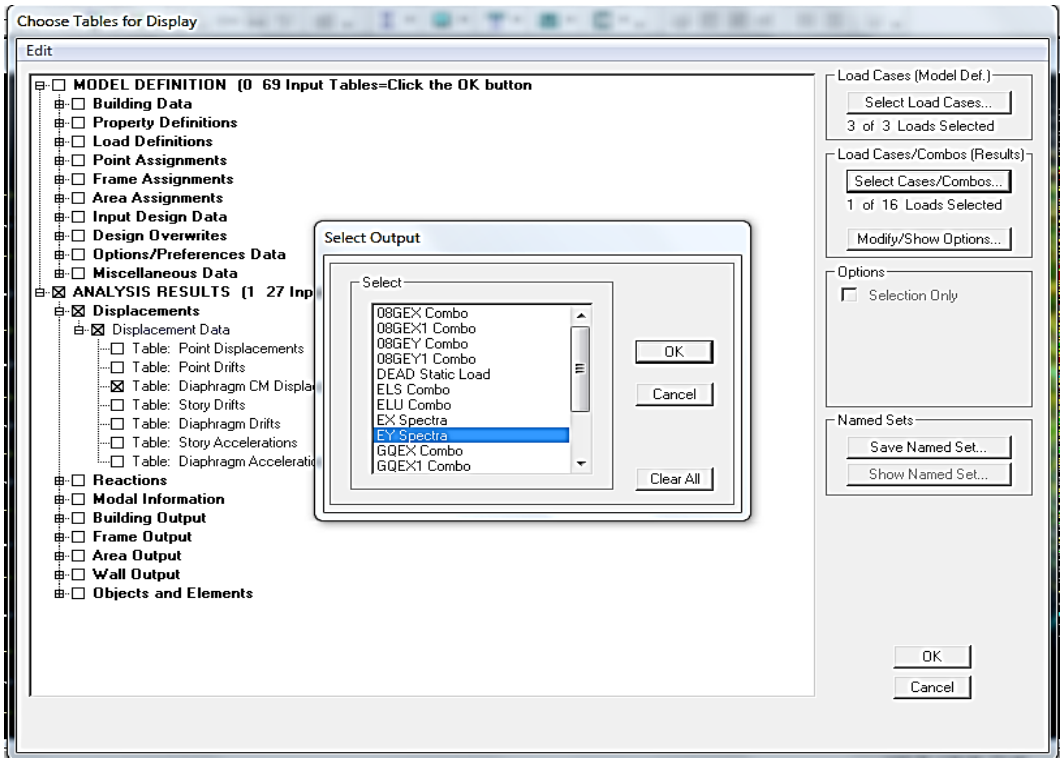
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS ⟶ Displacement Data ⟶ table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK ⟶ Ok**

Et on aura les résultats suivants :

Story	Diaphragm	Load	UX(m)	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-}$	Load	UY(m)	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-}$	1% h(m)	condition
SM	D11	EX	0,0551	0,0018	EY	0,0461	0,0014	0.029	**CV**
ET9	D10	EX	0,0533	0,0043	EY	0,0447	0,0031	0.0306	**CV**
ET8	D9	EX	0,049	0,0045	EY	0,0416	0,0036	0.0306	**CV**
ET7	D8	EX	0,0445	0,005	EY	0,038	0,0039	0.0306	**CV**
ET6	D7	EX	0,0395	0,0053	EY	0,0341	0,0044	0.0306	**CV**
ET5	D6	EX	0,0342	0,0057	EY	0,0297	0,0046	0.0306	**CV**
ET4	D5	EX	0,0285	0,0059	EY	0,0251	0,0049	0.0306	**CV**
ET3	D4	EX	0,0226	0,0058	EY	0,0202	0,005	0.0306	**CV**
ET2	D3	EX	0,0168	0,0056	EY	0,0152	0,0048	0.0306	**CV**
ET1	D2	EX	0,0112	0,005	EY	0,0104	0,0045	0.0306	**CV**
RDC	D1	EX	0.0062	0.0039	EY	0.0059	0.0037	0.0306	**CV**
S.SOL	D12	EX	0.0023	0.0023	EY	0.002	0.0022	0.0408	**CV**

Tableau IV.8 : Déplacements relatifs des portiques sens XX et YY

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

IV-2-6-Justification Vis A Vis De l'effet P:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales, cet effet est étroitement lie a la valeur de la force axiale appliquée(P)et au déplacement « Delta »,la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = \mathbf{Pk .\Delta k / Vk .hk \leq 0,10.} \qquad \textbf{RPA99 (Art 5, 9)}$$

Avec :

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

hk : hauteur de l'étage « k »

Niveau	pk (KN)	hk (cm)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk(cm)	Vk(KN)	θ(cm)	Δk(cm)	Vk(KN)	θ(cm)
SM	119,83	2.90	0,0018	35,82	0,00726746	0,0014	30,97	0,0018679
ET9	3851,94	3.06	0,0043	634,42	0,02986192	0,0031	655,36	0,00595443
ET8	3629,87	3.06	0,0045	1106,06	0,01689163	0,0036	1162,69	0,00367289
ET7	7463,06	3.06	0,005	1468,87	0,02905696	0,0039	1568,45	0,00606442
ET6	7334,06	3.06	0,0053	1763,64	0,02520908	0,0044	1906,67	0,00553096
ET5	11167,25	3.06	0,0057	2024,69	0,03595913	0,0046	2207,32	0,00760532
ET4	11038,25	3.06	0,0059	2257,33	0,03299923	0,0049	2472,23	0,00714967
ET3	14986,19	3.06	0,0058	2467,6	0,04028943	0,005	2706,29	0,00904827
ET2	14853,04	3.06	0,0056	2660,63	0,03575737	0,0048	2914,88	0,00799309
ET1	18805,13	3.06	0,005	2827,33	0,03803789	0,0045	3090,7	0,00894768
RDC	18775,6	3.06	0.0039	2946,41	0,02842575	0.0037	3215,26	0,00706087
S.SOL	23063,21	4.08	0.0023	2998,55	0,01517554	0.0022	3270,22	0,00380282

Tableau IV.9 : L'effet P-Delta selon X-X et Y-Y

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferraillage des différents éléments structuraux. .

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Introduction :

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles seront calculées en flexion simple.

V.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, un poteau est soumis à un effort normal **(N)** et à un moment de flexion **(M)** dans les deux sens (longitudinal et transversal), et seront donc calculés en flexion composée en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal **(N^{max})** et le moment correspondant **($M^{correspondant}$).**
- Effort normal minimal **(N^{min})** et le moment correspondant **($M^{correspondant}$).**
- Moment fléchissant maximal **(M^{max})** et l'effort normal correspondant **($N^{correspondant}$).**

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU
- G + Q à l'ELS
- G + Q ± E
- 0,8G ± E

…… accidentel

Pour les calcules on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1 .15	25	18.48	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

V.1.1. Recommandation de l' RPA99/ version 2003:

V.1.1.1 Les armatures longitudinales : ([Art 7.4.2.1] RPA99/ version 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : **0,8% (b × h)** sections du poteau **(Zone IIa)**.
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : **4%(Zone IIa)**
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : **6%(Zone IIa)**

Sections des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
	$\mathbf{A_{min}}$ = 0,008 (b × h)	Zone courante	Zone de recouvrement
		$\mathbf{A_{max}}$ = 0,04 (b × h)	$\mathbf{A_{max}}$ = 0,06 (b × h)
Poteau (45 × 45)	16,2	81	121,5
Poteau (40 ×40)	12,8	64	96
Poteau (35 × 35)	9,8	49	73,5
Poteau (30 × 30)	7,2	36	54

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

a. <u>Les efforts internes dans les poteaux</u> :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Section	Niveau	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
45 × 45	**Sous-sol ; RDC**	N^{max} – M^{corres}	**0.8G+Ex**	-1058.87	-0.853
		N^{min} – M^{corres}	**ELU**	-255.77	0.348
		N^{corres} – M^{max}	**G+Q-Ex**	-712.66	16.833
40 × 40	**1er ; 2ème 3ème étage**	N^{max} – M^{corres}	**0.8G+Ex**	-839.04	-0.409
		N^{min} – M^{corres}	**ELU**	-148.66	0.304
		N^{corres} – M^{max}	**G+Q+Ey**	-421.68	17.702
35 × 35	**4ème; 5ème 6ème étage**	N^{max} – M^{corres}	**0.8G+Ex**	-542	0.228
		N^{min} – M^{corres}	**ELU**	-53.21	0.229
		N^{corres} – M^{max}	**G+Q+Ey**	-206.22	18.322
30 × 30	**7ème ; 8ème 9ème étage**	N^{max} – M^{corres}	**G+Q+Ey**	-267.15	0.561
		N^{min} – M^{corres}	**ELU**	348.58	-0.13
		N^{corres} – M^{max}	**G+Q+Ex**	348.58	100.948

Tableau V.3 : Efforts internes dans les poteaux

b. <u>Calcul des armatures longitudinales des poteaux</u> :

Le calcul des armatures longitudinales des poteaux est fait à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** ».

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Niveau	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	A_{sup} [cm^2]	A_{inf} [cm^2]	A_{CNF} [cm^2]	Ferraillage	$A_{adopté}$ [cm^2]
(45x45)	Sous-sol ; RDC	N^{max} _ M^{cor}	-1455.62	-1.176	0	0	7,09	3HA20	9,42
		N^{min} _ M^{cor}	-48.21	-0.231	0	0			
		M^{max} _ N^{cor}	-980.69	23.209	0	0			
(40x40)	1er ; 2ème 3ème étage	N^{max} _ M^{cor}	-1152.57	-0.569	0	0	5,85	3HA16	6.03
		N^{min} _ M^{cor}	-29.48	-0.148	0	0			
		M^{max} _ N^{cor}	-579.07	24.5	0	0			
(35x35)	4ème; 5ème 6ème étage	N^{max} _ M^{cor}	-745.05	0.308	0	0	3,53	3HA14	4,62
		N^{min} _ M^{cor}	-14.21	-0.086	0	0			
		M^{max} _ N^{cor}	-283.21	25.401	0	0			
(30X30)	7ème ; 8ème 9ème étage	N^{max} _ M^{cor}	-366.81	0.77	0	0	2,51	3HA12	3,39
		N^{min} _ M^{cor}	348.58	-0.133	0	0			
		M^{max} _ N^{cor}	348.58	100.48	0	0			

Tableau V.4 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux

- ✓ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau si dessous (Tableau V.5) résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
45×45	8HA20 = 25,13	16.2	Condition vérifiée
40×40	8HA16 = 16,08	12.8	Condition vérifiée
35×35	8HA14= 12,31	9.8	Condition vérifiée
30×30	8HA12= 9,05	5	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des sections totales adoptées selon le RPA

V.1.1.2 Armatures transversales : ([Art 7.4.2.2] RPA99/ version 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho . V_u}{h_1 . f_e}$$

Avec : $\mathbf{V_u}$: Effort tranchant de calcul.

$\mathbf{h_1}$: Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho = 2{,}5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0{,}7 l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $\begin{cases} l_0 = 4{,}08 \text{ m} & \text{Pour le Sous-sol} \\ l_0 = 3{,}06 \text{ m} & \text{Pour le RDC et les autres étages} \end{cases}$

$\mathbf{S_t}$: est l'espacement des armatures transversales.

a. Espacement des armatures transversales :

- Selon le **BAEL91 modifié99 [Art A.8.1, 3]** :

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a+10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{(15 \times 1{,}2); 40\text{cm}; (40+10)\text{cm}\} = \min\{18\text{cm}; 40\text{cm}; 50\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm}$$

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

- Selon le **RPA [Art 7.4.2.2],** la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset_l, 15\text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1{,}2; 15\text{ cm}) = \min(12\text{ cm}; 15\text{ cm})$$

Soit : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

Dans la zone courante: $S_t \leq 15\emptyset_l$

$$S_t \leq 15 \times 1{,}2 = 18 \text{ cm}$$

Soit : $\mathbf{S_t = 15\ cm}$

Où $\emptyset_l$: est le diamétre minimal des armatures longitudianels des poteaux $\emptyset_l = \mathbf{14\ mm}$

b. <u>Diamètre des armatures transversales</u> : [Art A.8.1, 3] BAEL91 modifié99

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}66 \text{ mm} \qquad \text{Soit : } \mathbf{\emptyset_t = 8\ mm}$$

Avec : $\emptyset_t$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

- **Calcul de λ_g:**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \qquad \text{Avec : } L_f = 0{,}7 l_0$$

➢ **Poteau (45 × 45) : (Sous-sol)**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.7 l_0}{a} = \frac{0.7 \times 4{,}08}{0{,}45} = 6{,}34$$

$$\boldsymbol{\lambda_g > 5} \implies \frac{A_t}{(b_1 \times S_t)} = 0.3\% \quad \text{et} \quad \rho = 2.5$$

Section des Poteaux [cm]	Niveau	hauteur libre du poteau l_0 [cm]	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	ρ
Poteau (45 × 45)	Sous-sol	$l_0 = 4{,}08$	6,34	2,5
	RDC	$l_0 = 3{,}06$	4,76	3,75
Poteau (40 ×40)	1^{er} ; $2^{ème}$; $3^{ème}$ étage	$l_0 = 3{,}06$	5,35	2,5
Poteau (35 × 35)	$4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage	$l_0 = 3{,}06$	6,12	2,5
Poteau (30 × 30)	$7^{ème}$; $8^{ème}$; $9^{ème}$ étage	$l_0 = 3{,}06$	7,14	2,5

Tableau V.6 : Coefficients correcteurs " $\boldsymbol{\rho}$ " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " $\boldsymbol{\lambda_g}$".

- **Calcul de A_t:**

En zone nodale : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

➢ **Poteau (45 × 45) : (Sous-sol)**

$$V_u = 12{,}7 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2{,}5 \times 12{,}7 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 10 = 0{,}17 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,17 \text{ cm}^2}$$

- **Poteau (45 × 45) : (RDC)**

$$V_u = 12{,}7 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{3{,}75 \times 12{,}7 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 10 = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,26 \text{ cm}^2}$$

- **Poteau (40 × 40) : (1er ; 2ème ; 3ème étage)**

$$V_u = 16{,}83 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2{,}5 \times 16{,}83 \times 10^3}{40 \times 40000} \times 10 = 0{,}26 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,26 \text{ cm}^2}$$

- **Poteau (35 × 35) : (4ème ; 5ème ; 6ème étage)**

$$V_u = 17{,}18 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2{,}5 \times 17{,}18 \times 10^3}{35 \times 40000} \times 10 = 0{,}30 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,30 \text{ cm}^2}$$

- **Poteau (30 × 30) : (7ème ; 8ème ; 9ème étage)**

$$V_u = 14{,}82 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2{,}5 \times 14{,}82 \times 10^3}{30 \times 40000} \times 10 = 0{,}30 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,30 \text{ cm}^2}$$

- **En zone courante : $S_t = 15$ cm**

  - **Poteau (45 × 45) : (Sous-sol)**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2{,}5 \times 12{,}7 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 15 = 0{,}26 \text{cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,26 \text{ cm}^2}$$

  - **Poteau (45 × 45) : (RDC)**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{3{,}75 \times 12{,}7 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 15 = 0{,}39 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,39\ cm^2}$$

- **Poteau (40×40) : (1^{er} ; $2^{ème}$; $3^{ème}$ étage)**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 16,83 \times 10^3}{40 \times 40000} \times 15 = 0,39\ cm^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,39\ cm^2}$$

- **Poteau (35×35) : ($4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage)**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 17,18 \times 10^3}{35 \times 40000} \times 15 = 0,46\ cm^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,46\ cm^2}$$

- **Poteau (30×30) : ($7^{ème}$; $8^{ème}$; $9^{ème}$ étage)**

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 14,82 \times 10^3}{30 \times 40000} \times 15 = 0,46\ cm^2$$

$$\mathbf{A_t = 0,46\ cm^2}$$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45×45) ; (40×40) ; (35×35) ;(30×30) seront composées de **4HA8,** soit **2 cadre de Ø8** $\rightarrow A_t = 2,01\ cm^2$

c. <u>Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales</u> :

Si $\lambda_g \geq 5$ **……** $A_t^{min} = 0,3\%.S_t.b_1$ **[Art 7.4.2.2] RPA99/2003**

Si $\lambda_g \leq 3$ **……** $A_t^{min} = 0,8\%.S_t.b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ **……** Interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec : $\mathbf{b_1}$: Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **Calcul de $\mathbf{A_t^{min}}$:**

En zone nodale : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$

- **Poteau (45×45) :(Sous-sol)**

$A_t^{min} = 0,3\%.S_t.b_1 = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,35\ cm^2}$

- **Poteau (45×45) : (RDC)**

On a : $3 < \lambda_g = 4,76 < 5$

D'où : $0,8\%(S_t \times b_1) \leq A_t^{min} \leq 0,3\%(S_t \times b_1)$

$(5-3) \rightarrow 0{,}3\% - 0{,}8\%$

$(5-4{,}7) \rightarrow 0{,}3\% - x$

$\Rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 0,37\%(S_t \times b_1)}$

$A_t^{min} = 0{,}0037 \times 10 \times 45 = 1{,}66\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,66\ cm^2}$

- **Poteau (40×40) : (1^{er} ; $2^{ème}$; $3^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 40 = 1{,}2\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,2\ cm^2}$

- **Poteau (35×35) : ($4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 35 = 1{,}05\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,05\ cm^2}$

- **Poteau (30×30) : ($7^{ème}$; $8^{ème}$; $9^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0{,}9\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 0,9\ cm^2}$

- **En zone courante : $S_t = 15$ cm**

- **Poteau (45×45) :(Sous-sol)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 15 \times 45 = 2{,}02\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 2,02\ cm^2}$

- **Poteau (45×45) : (RDC)**

$A_t^{min} = 0{,}37\%(S_t \times b_1)$

$A_t^{min} = 0{,}0037 \times 15 \times 45 = 2{,}49\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 2,49\ cm^2}$

- **Poteau (40×40) : (1^{er} ; $2^{ème}$; $3^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 15 \times 40 = 1{,}8\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,8\ cm^2}$

- **Poteau (35×35) : ($4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 15 \times 35 = 1{,}57\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,57\ cm^2}$

- **Poteau (30×30) : ($7^{ème}$; $8^{ème}$; $9^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35\ cm^2 \rightarrow \mathbf{A_t^{min} = 1,35\ cm^2}$

Les resultas se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	A_t^{min} [cm^2]		$A_{adopté}$	Observation	
		Zone nodale S_t = [10cm]	Zone courante S_t = [15cm]		Zone nodale S_t = [10cm]	Zone courante S_t = [15cm]
45×45	S.Sol	1,35	2,02	2,01	Condition vérifiée	Condition non vérifiée
	RDC	1,66	2,49	2,01	Condition vérifiée	Condition non vérifiée
40×40	1er ;2ème 3ème	1,2	1,8	2,01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
35×35	4ème ;5èmè 6ème	1,05	1,57	2,01	Condition vérifiée	Condition vérifiée
30×30	7ème ;8èmè 9ème	0,9	1,35	2,01	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau V.7 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Remarque :

La quantité d'armatures transversales ($\mathbf{A_t^{min} > A_t}$), alors pour cela en diminue l'espacement en zone courant**.**

Soit : $\mathbf{S_t = 10\ cm}$ → la zone nodale = la zone courante

- **Poteau (45×45) :(Sous-sol)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 45 = 1{,}35\ cm^2$

$A_t^{min} = 1{,}35\ cm^2 < A_t = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poteau (45×45) : (RDC)**

On a : $3 < \lambda_g = 4{,}76 < 5$

$A_t^{min} = 0{,}37\%(S_t \times b_1)$

$A_t^{min} = 0{,}0037 \times 10 \times 45 = 1{,}66\ cm^2$

$A_t^{min} = 1{,}66\ cm^2 < A_t = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poteau (40×40) : (1er ; 2ème ; 3ème étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 40 = 1{,}2\ cm^2$

$A_t^{min} = 1{,}2\ cm^2 < A_t = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poteau (35×35) : ($4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 35 = 1{,}05\ cm^2$

$A_t^{min} = 1{,}05\ cm^2 < A_t = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poteau (30×30) : ($7^{ème}$; $8^{ème}$; $9^{ème}$ étage)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%.S_t.b_1 = 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0{,}9\ cm^2$

$A_t^{min} = 0{,}9\ cm^2 < A_t = 2{,}1\ cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

V.1.2. <u>Vérification à L'ELU</u> :

a. <u>Longeur minimal de recouvrement</u> :

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement pour la **Zone IIa** est : $\mathbf{L_r = 40.\emptyset}$

Pour :

- **HA20 :** $L_r = 40 \times 2 = 80\ cm \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 80\ cm}$
- **HA16 :** $L_r = 40 \times 1{,}6 = 64\ cm \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 65\ cm}$
- **HA14 :** $L_r = 40 \times 1{,}4 = 56\ cm \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 60\ cm}$
- **HA12 :** $L_r = 40 \times 1{,}2 = 48\ cm \Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 50\ cm}$

b. <u>Ancrage des armatures</u> : [Art A.6.1, 221] BAEL91 modifié99

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times 25 = 2{,}1$ MPa

$\Psi_s = 1{,}5$: Pour les aciers à haute adhérence.

D'où : $\tau_{su} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa

- **Pour HA20 :** $l_s = \frac{20 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 705{,}46$ mm $\Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 75\ cm}$
- **Pour HA16 :** $l_s = \frac{16 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 564{,}37$ mm $\Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 60\ cm}$
- **Pour HA14 :** $l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 493{,}82$ mm $\Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 50\ cm}$
- **Pour HA12 :** $l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 423{,}28$ mm $\Rightarrow$ Soit : $\mathbf{L_r = 45\ cm}$

c. <u>Délimitation de la zone nodale</u> :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$\boldsymbol{h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\ \text{cm}\right)}$$ **[Art 7.4.2.1]RPA99/ version 2003)**

Avec :

$\mathbf{b_1}$ **et** $\mathbf{h_1}$: Les dimensions du poteau.

$\mathbf{h_e}$: La hauteur entre nus des poutres.

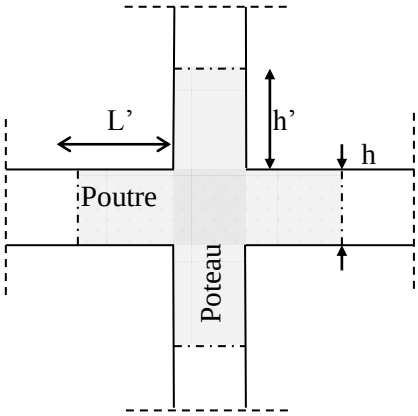


Fig V.1 : Zone nodale

✓ **Poteau 45×45 :**

– **Sous-sol :**

$h = 408$ cm

$$h' = \max\left(\frac{408-45}{6}; 45; 45; 60\ \text{cm}\right)$$

$$h' = \max(60{,}5; 45; 45; 60\ \text{cm})$$

$$\mathbf{h' = 60\ cm}$$

– **RDC :**

$h = 306$ cm

$$h' = \max\left(\frac{306-45}{6}; 45; 45; 60\ \text{cm}\right)$$

$$h' = \max(43{,}5; 45; 45; 60\ \text{cm})$$

$$\mathbf{h' = 60\ cm}$$

✓ **Poteau 40×40 :**

– **1^{er} ; $2^{ème}$; $3^{ème}$ étage:**

$h = 306$ cm

$$h' = \max\left(\frac{306-40}{6}; 40; 40; 60\ \text{cm}\right)$$

$$h' = \max(44{,}33; 40; 40; 60\ \text{cm})$$

$$\mathbf{h' = 60\ cm}$$

✓ **Poteau 35×35 :**

– **$4^{ème}$; $5^{ème}$; $6^{ème}$ étage:**

$h = 306$ cm

$$h' = \max\left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60\ \text{cm}\right)$$

$$h' = \max(45{,}16; 45; 45; 60\ \text{cm})$$

$$\mathbf{h' = 60\ cm}$$

✓ **Poteau 30 × 30 :**

– **7ème ; 8ème ; 9ème étage :**

h = 306 cm

$h' = \max\left(\frac{306-30}{6}; 30; 30; 60\ \text{cm}\right)$

$h' = \max(46; 45; 45; 60\ \text{cm})$

$\mathbf{h' = 60\ cm}$

d. <u>Vérification au cisaillement</u> : [Art 7.4.3.2]RPA99/ version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inferieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\boldsymbol{\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d . f_{c28}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 & \textbf{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \overline{\tau}_{bu} = 0{,}075 \times 25 = 1{,}875\ \text{MPa} \\ \rho_d = 0{,}04 & \textbf{Si} \quad \lambda_g < 5 \quad \rightarrow \overline{\tau}_{bu} = 0{,}04 \times 25 = 1\ \text{MPa} \end{cases}$$

Poteau	Etage	h [m]	b [m]	d [m]	V_u [KN]	λ_g	ρ_b	τ_{bu} [MPa]	$\overline{\tau}_{bu}$ [MPa]	Observation
45×45	S.Sol	4,08	0,45	0,425	12,70	6,34	0,075	0,066	1,875	Condition Vérifiée
	RDC	3,06	0,45	0,425	12,70	4,76	0,04	0,11	1	Condition Vérifiée
40×40	1er ;2ème 3ème	3,06	0,40	0,375	16,83	5,35	0,075	0,11	1,875	Condition Vérifiée
35×35	4ème ;5èmè 6ème	3,06	0,35	0,325	17,18	6,12	0.075	0,15	1.875	Condition Vérifiée
30×30	7ème ;8èmè 9ème	3,06	0,30	0,275	14,82	7,14	0,075	0,17	1,875	Condition Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification des contraintes tangentielles

V.1.3. <u>Vérification à L'ELS</u> :

a. <u>Etat limite d'ouverture des fissures</u> : [Art A.4.5, 32] BAEL91 modifié99

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b. <u>Condition de non fragilité</u> : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié99

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle**,** une contrainte au plus égale à la limite élastique$\boldsymbol{f_e}$.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}\right]$$

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

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28}$ et $f_e = 400$ Mpa

$\boldsymbol{A_{min}}$: Section minimal d'acier tendue.

$\boldsymbol{f_e}$: Contrainte limite des aciers élastiques.

$\boldsymbol{e_s}$: Excentricité de l'effort normal a l'ELS.

b : Hauteur utile.

d : Largeur de la section de béton.

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Section	Niveau	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	e_s [m]	A_{min} [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	Observation
45 × 45	Sous-sol ; RDC	$N^{max} - M^{corres}$	-1058.87	-0.853	0.0008	5.71	**25.13**	**Condition vérifiée**
		$N^{min} - M^{corres}$	-255.77	0.348	0.0013	5.70		
		$N^{corres} - M^{max}$	-712.66	16.833	0.023	7.09		
40 × 40	1er ; 2ème 3ème étage	$N^{max} - M^{corres}$	-839.04	-0.409	0.00048	4.48	**16,08**	**Condition vérifiée**
		$N^{min} - M^{corres}$	-148.66	0.304	0.002	4.53		
		$N^{corres} - M^{max}$	-731.68	17.702	0,024	5,85		
35 × 35	4ème; 5ème 6ème étage	$N^{max} - M^{corres}$	-542	0.228	0.00042	3.39	**12.31**	**Condition vérifiée**
		$N^{min} - M^{corres}$	-53.21	0.229	0.0043	3.53		
		$N^{corres} - M^{max}$	-206.22	18.322	0.0888	0		
30 × 30	7ème ; 8ème 9ème étage	$N^{max} - M^{corres}$	-267.15	0.561	0.00209	2.51	**9.05**	**Condition vérifiée**
		$N^{min} - M^{corres}$	-258.51	-0.133	0.289	0.68		
		$N^{corres} - M^{max}$	-257.77	-75.252	0.0979	0		

Tableau V.9 : Vérifications de la condition de non fragilité.

c. <u>Vérification des contraintes à l'ELS</u> :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Afin de simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferraillage **"SOCOTEC"**.

section	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	$A_{adoptée}$ [cm²]	σ_{bc}[MPa] ≤ 15 [MPa]		Obs	σ_{st}[MPa] ≤ 348 [MPa]		Obs
					sup	inf		sup	inf	
45 × 45	N^{max} _ M^{cor}	-1058.87	-0.853	**9,42**	4.55	4.63	CV	68.3	69.4	CV
	N^{min} _ M^{cor}	-255.77	0.348		1.13	1.09	CV	16.9	16.4	CV
	M^{max} _ N^{cor}	-712.66	16.833		3.92	2.26	CV	57.4	35.2	CV
40 × 40	N^{max} _ M^{cor}	-839.04	-0.409	**6,03**	4.37	4.42	CV	65.6	66.3	CV
	N^{min} _ M^{cor}	-148.66	0.304		0.8	0.76	CV	0.76	11.4	CV
	M^{max} _ N^{cor}	-731.68	17.702		3.36	1.06	CV	48.2	18	CV
35 × 35	N^{max} _ M^{cor}	-542	0.228	**4,62**	4	3.95	CV	59.9	59.3	CV
	N^{min} _ M^{cor}	-53.21	0.229		0.42	0.36	CV	6.18	5.52	CV
	M^{max} _ N^{cor}	-206.22	18.322		3.64	0	CV	49.9	6.14	CV
30 × 30	N^{max} _ M^{cor}	-267.15	0.561	**3,39**	2.77	2.57	CV	41.3	38.7	CV
	N^{min} _ M^{cor}	-258.51	-0.133		2.56	2.6	CV	38.4	39	CV
	M^{max} _ N^{cor}	-257.77	-7.252		1.27	3.88	CV	22.3	54.9	CV

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

V.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables obtenus après la modélisation par le logiciel Etabs.

VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante;
  - **6 %** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40∅ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (**90°**).

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% b.h	4%b.h	6%b.h
Poutre principale (30 × 35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (25 × 30)	3.75	30	45

Tableau V.11 : Section des armatures longitudinales

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{A_t = 0,003 \times S_t \times b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $\min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right)$;
- En dehors de la zone nodale : $\mathbf{S_t} \leq \frac{h}{2}$

∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels :**

La convention de signes entre « ETABS » et « SOCOTEC » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « ETABS » représentent des tractions ceux en négatifs des compressions. Contrairement au « SOCOTEC », où les efforts normaux positifs représentent de compressions et ceux en négatifs des tractions.

- ✓ **Bien prendre en compte les coefficients γb , γs et θ :**

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour t > 24h (ELU et ELS) : γb = 1.5, γs = 1.15 et θ= 1.
- En situation accidentelle et pour t ≤ 1h (Combinaisons sismiques) : γb = 1.15, γs = 1 et θ= 0.85.

- ✓ **Calcul des armatures :**

Armatures longitudinales :

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- Poutres principales non adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres principales adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres secondaires non adhérées aux voiles de contreventement.
- Poutres secondaires adhérées aux voiles de contreventement.

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminées à l'aide du logiciel de calcul de ferraillage **« SOCOTEC »** qui se base sur les principes de calcul du BAEL 99. Toutefois,

L'utilisateur doit respecter quelques paramètres pour ne pas fausser les résultats :

- ❖ **Poutres principales :**

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17\ cm^2$

Remarque : le ferraillage des poutres se fait par zones tel que*

Zone 1 : sous sol et RDC

Zone 2 : du 1er au 3ème étage

Zone 3 : du 4ème au 6éme étage

Zone4 : du 5ème au 9ème étage

❖ **Aux appuis :**

		Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{CNF\ min}$ (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC Et S.Sol	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-84.47	7.23	1.17	$3HA16_{(fil)}$+ $2HA14_{(chap)}$	9.11
	Nappe Inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =58.44	4.88		$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88
ET1/3	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-100.5	8.75	1.17	$3HA16_{(fil)}$+ $2HA14_{(chap)}$	9.11
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} =70.84	5.98		$3HA14_{(fil)}$+ $2HA14_{(chap)}$	6.88
ET4/6	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-100.1	8.71	1.17	$3HA16_{(fil)}$+ $2HA14_{(chap)}$	9.11
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} = 66.02	5.55		$3HA14_{(fil)+}$ $2HA12_{(chap)}$	5.75
ET7/9	Nappe supérieure	**G+Q+Ey**	M_{sup} =-88.09	7.56	1.17	$3HA16_{(fil)}$+ $2HA14_{(chap)}$	9.11
	Nappe inférieure	**0.8G+Ey**	M_{inf} = 71.99	6.08		$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88

Tableau V.12: Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

❖ **En travée :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC et S.sol	G+Q+Ey	36.15	2.96	1.17	$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88
ET1/3	G+Q+Ey	62.53	5.24	1.17	$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88
ET4/6	G+Q+Ey	60.69	5.07	1.17	$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88
ET 7/9	G+Q+Ey	52.56	4.36	1.17	$3HA14_{(fil)}$+ $2HA12_{(chap)}$	6.88

Tableau VI.13 : Ferraillage des Poutres Principales en travée

- ✓ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**
- **Aux appuis :**

	$A_{adoptée}$ [cm^2]	A_{min} [cm^2]	Observation
RDC et S.sol	3HA16+5HA14+2HA12=15.99	5.25	Condition vérifiée
ET1/3	3HA16+5HA14+2HA12=15.99	5.25	Condition vérifiée
ET4/6	3HA16+5HA14+2HA12=14.86	5.25	Condition vérifiée
ET 7/9	3HA16+5HA14+2HA12=15.99	5.25	Condition vérifiée

Tableau V.14 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA

- **En travée :**

	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	6HA14+4HA12=13.76	5.25	Condition vérifiée
ET1/3	6HA14+4HA12= = 13.76	5.25	Condition vérifiée
ET4/6	6HA14+4HA12= = 13.76	5.25	Condition vérifiée
ET7/9	6HA14+4HA12=13.76	5.25	Condition vérifiée

Tableau V.15 : Vérification des sections adoptées pour les PP selon le RPA

- ➢ **Poutres principales adhérées aux voiles :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC et S.sol	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -171.73	16.29	0.96	$3HA16_{(fil)}+3HA20_{(chap)}+1HA14_{(chap)}$	16.99
	0.8G +Ey	M_{inf} = 150.36	13.85	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA20_{(chap)}$	14.04
ET1/3	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -189.56	18.46	0.96	$3HA16_{(fil)}+3HA20_{(chap)}+2HA14_{(chap)}$	18.53
	0.8G -Ey	M_{inf} = 156.09	14.49	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA20_{(chap)}+1HA12_{(chap)}$	15.16
ET4/6	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -166.48	15.67	0.96	$3HA16_{(fil)}+3HA20_{(chap)}+1HA12_{(chap)}$	16.58
	0.8G +Ey	M_{inf} = 123.94	11.06	0.96	$3HA14_{(fil)}+2HA20_{(chap)}+1HA12_{(chap)}$	12.03
ET7/9	**G+Q+Ey**	M_{sup} = -179.48	16.21	0.96	$3HA14_{(fil)}+3HA20_{(chap)}$	17.12
	0.8G +Ey	M_{inf} = 73.65	6.23	0.96	$3HA14_{(fil)}+2HA14_{(chap}$	7.7

Tableau V.16: Ferraillages des poutres principales adhérées aux voiles

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC	6HA20+3HA16+4HA14=31.03	5.25	Condition vérifiée
ET1/3	5HA14+6HA20+3HA16+1HA12= 33.69	5.25	Condition vérifiée
ET4/6	3HA16+5HA20+2HA12+3HA14= 28.61	5.25	Condition vérifiée
ET7/9	8HA14+3HA20=24.82	5.25	Condition vérifiée

Tableau V.17 : Vérification des sections adoptées pour les PP adhérées aux voiles selon le RPA

✓ **Poutres secondaires:**

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} U$$

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.83\ cm^2$$

- **Aux appuis :**

	Combinaison	**Moment (KN.m)**	**A_{cal} (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**Choix A (cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**
RDC et S.sol	**G+Q+Ex**	-37.97	3.79	0.83	$3HA12_{(fil)}+2HA12_{(chap)}$	5.65
ET1/3	**G+Q+Ex**	-49.68	5.05	0.83	$3HA12_{(fil)}+2HA12_{(chap)}$	5.65
ET4/6	**G+Q+Ex**	-48.45	4.92	0.83	$3HA12_{(fil)}+2HA12_{(chap)}$	5.65
ET7/9	**G+Q+Ex**	-40.23	4.03	0.83	$3HA12_{(fil)}+2HA12_{(chap)}$	5.65

Tableau V.18 : Ferraillage des Poutres secondaires aux appuis

- **En travées :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC et s.sol	**G+Q+Ex**	31.32	3.09	0.83	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET1/3	**G+Q+Ex**	22.14	2.16	0.83	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET4/6	**0.8G+Ex**	22.509	2.19	0.83	$3HA12_{(fil)}$	3.39
ET7/9	**0.8G+Ex**	18.75	1.82	0.83	$3HA12_{(fil)}$	3.39

Tableau V.19 : Ferraillage des Poutres secondaires en travée

- **<u>Vérification des recommandations exigées par le RPA</u> :**

- **Aux appuis :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC et S.sol	6HA12+4HA12 = 11.3	5.25	Condition vérifiée
ET1/3	6HA12 +4HA12= 11.3	5.25	Condition vérifiée
ET4/6	6HA12+4HA12 = 11.3	5.25	Condition vérifiée
ET7/9	6HA12+4HA12=11.3	5.25	Condition vérifiée

Tableau V.20: Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA

- **En travée :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC et s.sol	6HA12 = 6.79	3.75	Condition vérifiée
ET1/3	6HA12 = 9.24	3.75	Condition vérifiée
ET4/6	6HA12 = 9.24	3.75	Condition vérifiée
ET7/9	6HA12=9.24	3.75	Condition vérifiée

Tableau V.21 : Vérification des sections adoptées pour les PS selon le RPA

➢ **Poutres secondaires adhérées aux voiles :**

	Combinaison	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	G+Q+Ex	M_{sup} = -95.13	10.29	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+2HA14_{(chap)}$	11.09
	0.8G +Ex	M_{inf} = 76.21	7.94	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}$	8.01
ET1/3	G+Q+Ex	M_{sup} = -119.55	13.7	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+3HA16_{(chap)}$	14.04
	0.8G +Ex	M_{inf} = 90.48	9.7	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+2HA16_{(chap)}$	10.27
ET4/6	G+Q+Ex	M_{sup}=-116.25	13.21	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+3HA16_{(chap)}$	14.04
	0.8G +Ex	M_{inf} = 83.42	8.81	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+1HA12_{(chap)}$	9.14
ET7/9	G+Q+Ex	M_{sup}=-95.81	10.31	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}+2HA14_{(chap)}$	11.09
	8G +Ex	M_{inf} = 60.44	6.12	0.83	$3HA12_{(fil)}+3HA14_{(chap)}$	8.01

Tableau V.22: Ferraillages des poutres secondaires adhérées aux voiles

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

	A adoptée (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
RDC et S.sol	3HA12+5HA14 = 19.1	3.75	Condition vérifiée
ET1/3	6HA12+6HA14+5HA16 = 24.31	3.75	Condition vérifiée
ET4/6	7HA12+6HA14+3HA16=23.18	3.75	Condition vérifiée
ET7/9	6HA12+8HA14=19.1	3.75	Condition vérifiée

Tableau V.23: Vérification des sections adoptées pour les PS adhérées aux voiles selon le RPA

- **Espacement des armatures transversales :**

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset; \frac{b}{10}\right)$$

➢ **Poutre principales :**

$$\varphi_t \leq \min(1;\ 1.2;\ 3) = 1 \text{ cm}$$

On opte pour ϕ_t=8 mm

➢ **Poutre secondaires :**

$\phi_t \leq \min(0.85;\ 1.2;\ 2.5) = 0.85$ cm

On opte pour ϕ_t=8 mm

Espacement maximum entre les armatures transversales :

➢ **Poutres principales :**

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\ \varphi) = \min(35/4, 12x12) = 8.75 \Rightarrow$ **S_t= 10 cm.**
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5$ cm $\Rightarrow$ **S_t= 20 cm.**

D'où :

- Zone nodale : $A_t = 0.003.S.b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 cm^2$.
- Zone courante : $A_t = 0.003.S.b = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5\ cm^2$.

Soit : **4HA8** (A_t==2.01 cm^2).

➢ **Poutres secondaires :**

- Zone nodale : $S_{tmax} \leq \min(h/4, 12\ \varphi) = \min(30/4, 12x12) = 7.5 \Rightarrow$ **S_t= 8 cm**.
- Zone courante : $S_t \leq h/2 = 30/2 = 15$ cm $\Rightarrow$ **S_t= 15 cm**.

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.S.b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6\ cm^2$.
- Zone courante : $At = 0.003.S.b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\ cm^2$

Soit : **4HA8** (At= 2.01 cm^2**).**

Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la f**igure 7.2 du RPA 2003** (Zone nodale) comme suit :

l'= 2.h

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : l'= 2×35= 75 cm.

Poutres secondaires : l'= 2×30= 60 cm.

✓ **Vérifications à l'ELU :**

- **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ Art A.6.1 ,3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi s.\ ft28$$

Où :

Ψs : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψs = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$\overline{\tau}_{se}$= 1.5 ×2.1= 3.15 MPa.

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{(0.9\, d \sum Ui)}$$

Où : **ΣUi :** Somme des périmètres utiles des barres.

$\Sigma Ui = n \times \pi \times \phi$

- Poutres principales : (3× 14) ×π = 131.88mm
- Poutres secondaires : (3× 12) ×π= 113.04mm
- Poutres principales adhérées aux voiles : (3 ×14+ 3× 20) ×π =320.28mm
- Poutres secondaires adhérées aux voiles : (3 ×14 + 3× 16) ×π =282.6mm

	T_u (KN)	τ_{se}(MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	46.58	1.05	3.15	Condition vérifiée
Poutres secondaires	68.86	1.84		Condition vérifiée
Poutres principales adhérées aux voiles	140.25	1.41		Condition vérifiée
Poutres secondaires adhérées aux voiles	111.08	1.58		Condition vérifiée

Tableau V.24: Vérification d'entraînement des barres

- **<u>Justification de l'effort tranchant</u> :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$ T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$\overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} fc_{28}; 5MPa\right\}$ = min {3,33MPa, 5 MPa} = 3,33 MPa

- **<u>Poutres principales</u> :**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
RDC et S.sol	79.71	0.81	3.33	Condition vérifiée
ET1/3	88.57	0.9		Condition vérifiée
ET4/6	85.98	0.88		Condition vérifiée
ET7/9	78.42	0.8		Condition vérifiée

Tableau V.25: Vérification de l'effort tranchant (PP)

- **Poutres secondaires :**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
RDC et S.sol	29.69	0.43	3.33	Condition vérifiée
ET1/3	37.81	0.54		Condition vérifiée
ET4/6	36.13	0.52		Condition vérifiée
ET7/9	30.57	0.44		Condition vérifiée

Tableau V.26: Vérification de l'effort tranchant (PS)

- **Poutres adhérées aux voiles :**

	T_u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	207.43	2.12	3.33	Condition vérifiée
Poutres secondaires	104.61	1.52		Condition vérifiée

Tableau V.27: Vérification de l'effort tranchant des Poutres adhérées aux voiles

- **Ancrage des barres : (BAEL 99/ Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite **ls** est égale à : $\mathbf{l_s = 40\varphi}$

. Pour les HA 12 : l_s= 40x1.2= 48 cm.

. Pour les HA 14 : l_s= 40x1.4= 56 cm.

. Pour les HA 16 : l_s= 40x1.6= 64 cm.

.Pour les HA 20 : l_s= 40x2.0= 80 cm.

L_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

Lc= 0,4Ls

. Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 48=19.2 cm.

. Pour les HA 14 : Lc= 0,4 x 56= 22.4 cm.

. Pour les HA 16 : Lc= 0,4 x 64= 25.6cm.

. Pour les HA 20 : Lc= 0,4 x 80= 32cm.

- **Influence de l'effort tranchant :(Art A.5.1.32 BAEL 91):**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	T_u (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales	88.57	585	Condition vérifiée
Poutres secondaires	37.81	412.5	Condition vérifiée
Poutres principales adhérées aux voiles	207.43	585	Condition vérifiée
Poutres secondaires adhérées aux voiles	104.61	412.5	Condition vérifiée

Tableau V.28: Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ **Vérifications à l'ELS :**

➢ **Poutres principales :**

		M_s(KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}(MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
RDC	Appuis	M_{sup}= -21.87	9.11	3.05	86	15	348
		M_{inf}=5.91	5.75	0.96	30.6		
	Travée	M_t= 15.018	6.88	2.44	77.7		
ET1/3	Appuis	M_{sup}= -26.89	9.11	3.75	105.8		
		M_{inf} 13.09	6.88	2.13	67.7		
	Travée	M_t= 16.717	6.88	2.72	86.5		
ET4/6	Appuis	M_{sup}= -33.23	9.11	4.63	130.7		
		M_{inf} =19.45	5.75	3.48	119.8		
	Travée	M_t= 22.038	6.88	3.58	114		
ET7/8	Appuis	M_{sup}= -42.68	9.11	5.95	167.9	15	348
		M_{inf} =54.59	6.88	8.88	282.4		
	Travée	M_t= 24.86	6.88	4.04	128.6		

Tableau V.29: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP**)**

➢ **Poutres secondaires :**

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$(MPa)
RDC S.sol	Appuis	-4.89	5.65	1.2	36.1	15	348
	Travée	2.25	3.39	0.73	27.73		
ET1/3	Appuis	-9.56	5.65	2.35	70.5		
	Travée	4.51	3.39	1.45	54.6		
ET4/6	Appuis	-13.52	5.65	3.33	99.7		
	Travée	6.48	3.39	2.09	78.6		
ET7/9	Appuis	-16.85	5.65	4.15	124.3		
	Travée	7.90	3.39	2.55	95.8		

Tableau V.30: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS)

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire**. (Article A.4.5, 32 /BAEL 99).**

- **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

- **Poutres principales :** f_{max}= 0,0028 cm
- **Poutres secondaires:** f_{max}= 0,0029 cm

➢ **Valeurs limites de la flèche :**

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

➢ **Poutres principales :**

$$\begin{cases}\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{ cm} \Longrightarrow f_{ETABS} = 0{,}0028\text{cm} < \bar{f} = 0.75 \text{ cm} \end{cases} \text{.....}\textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **Poutres secondaires :**

$$\begin{cases}\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0{,}70 \text{ cm} \Longrightarrow f_{ETABS} = 0{,}0029 \text{ cm} < \bar{f} = 0{,}70 \text{ cm} \end{cases} \text{.....}\textbf{Condition vérifiée}$$

V.3. Ferraillage des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Zone I : Sous-sol, RDC.
- Zone II : Du 1er, 2ème, 3ème.
- Zone II : Du 4ème, 5ème, 6ème.
- Zone II : Du 7ème, 8ème, 9ème.

V.3.2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91/modifié 99 : { ELU (1.35G+1.5Q) ; ELS (G+Q)

Selon RPA99 version 2003 { G+Q±E ; 0.8G±E

V.3.3 Détermination des armatures :

Recommandation du RPA 99 version 2003 :

a. Armatures verticales :

- **Recommandation du RPA 99 version 2003 : [Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003]**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu ($A_{min} \geq 0{,}2\%B$).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Recommandations du BAEL91 modifié 99 [Art A 4.2, 1] :**

$$A_{min} = \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B :** section du béton tendu.

b. Armatures horizontales :

➢ **Recommandation du RPA 99: (Art 7.7.4.2/ RPA 99 version2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures.

➢ **Recommandations du BAEL91 :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : $\mathbf{A_H}$: section d'armatures horizontales

$\mathbf{A_v}$: section des armatures verticales

c. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit : **RPA 99/2003 (Art 7.7.4.3)**
   - ✓ Globalement dans la section du voile : $A_H \geq 0{,}15\%\ B$
   - ✓ En zone courante : $A_H \geq 0{,}10\%\ B$
2. **Espacement :**

   L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

   $S_t \leq 1.5\ e$ Avec : **e** = 20cm : épaisseur du voile

   $S_t \leq 30$ cm
3. les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2.
4. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
5. **Diamètre maximale :**

   Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

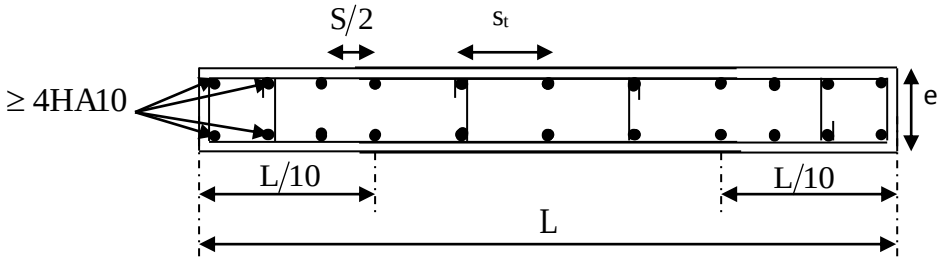


Fig V.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

6. **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40 ∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

d. Armatures transversales : (Art 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

e. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.4. Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- ✓ Section Partiellement Comprimée (**SPC**).
- ✓ Section Entièrement Comprimée (**SEC**).
- ✓ Section Entièrement Tendue (**SET**).

- **Centre de pression :**

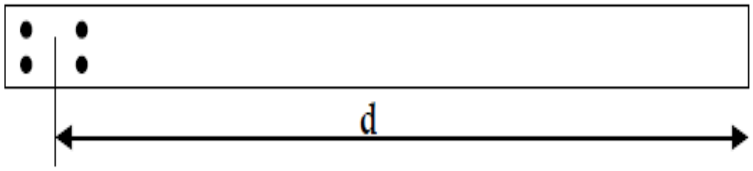
Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- **La hauteur utile (d) :**

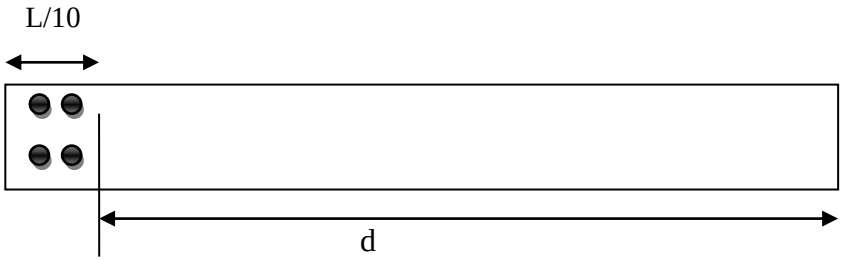
La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues.

Trois cas se présentent :

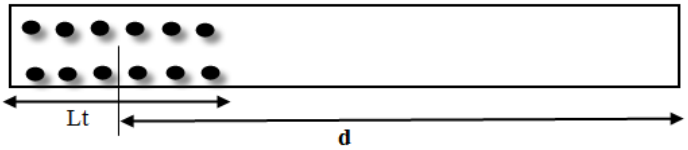
- ➢ **1er cas :** Faire en sorte de constituer un potelet (**4 barres**) avec un espacement de **10 cm** et un enrobage de **5cm**.



- **2ème cas :** Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.



- **3ème cas :** En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue.



$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec: $\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y$$

Et $I = \frac{b.h^3}{12}$, $y = \frac{L}{2}$

B : Section du voile.

I: Moment d'inertie.

y: Bras de levier.

- **<u>Armatures verticales</u> :**

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

- Zone I : Sous-sol, RDC.
- Zone II : 1er, 2ème, 3ème
- Zone II : 4ème, 5ème, 6ème
- Zone II : 7ème, 8ème, 9ème*

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens transversal :

Zone I: $V_{T1.1/1} = V_{T1.1/2} = V_{T1.1/3} = V_{T1.1/4} = 1{,}2$ m

Sens longitudinal :

Zone I: $V_{L1.1/1} = V_{L1.1/2} = V_{L1.1/3} = V_{L1.1/4} = 1{,}2$ m

} De même pour les autres zones

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

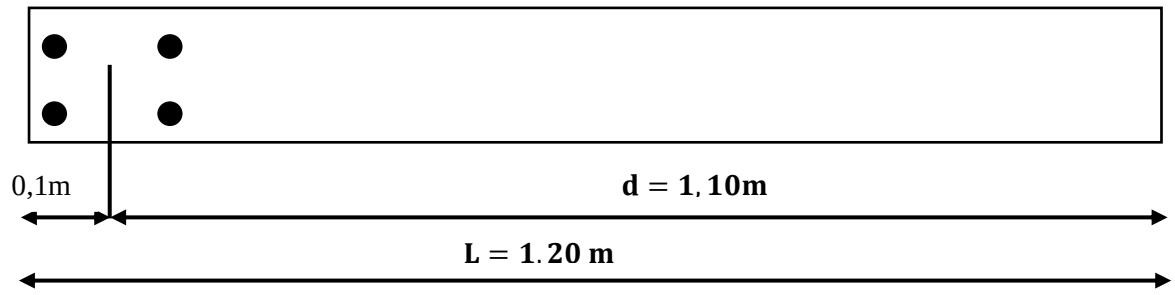
➢ **Exemples de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé pour le voile V_{L1}et V_{T1} en zone I :

Exemple 01 : $V_{T1} = 1{,}2$ m

$e_p = 0{,}2$ m ; L = 1,2 m , c = 5 m

1er cas : $d = 120 - \left(5 + \frac{10}{2}\right) = 110$ cm



$N_{max} = 552{,}63$ KN

$M_{corr} = 65{,}811$ KN.m

} **Situation accidentelle 08G+Ey**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{65{,}811}{552{,}63} = 0{,}12$ m

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = 0{,}5$ m

} $e_u < (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow$ **Section Entièrement Tendue (SET)**

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b = 0,2m , h = 1,2m , $d' = c = 0{,}1$m

Les sollicitations: $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

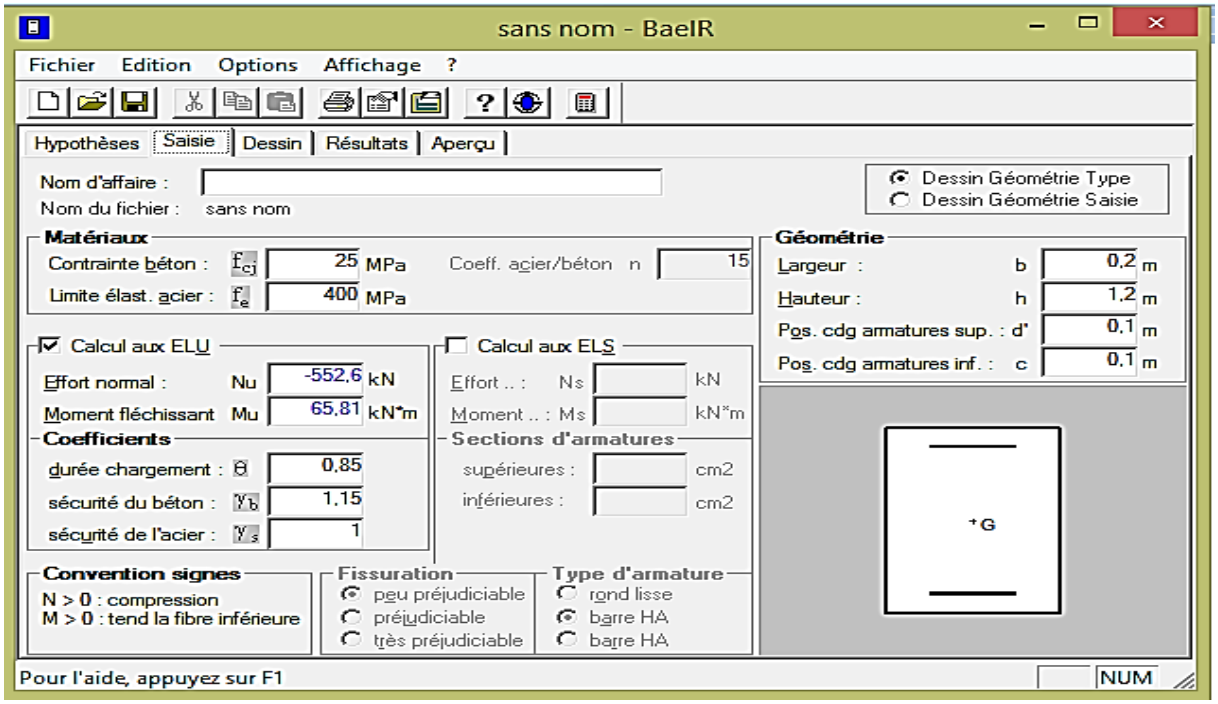


Fig V.3 : Ferraillage du voile V_{T1} avec SOCOTEC

Résultat :

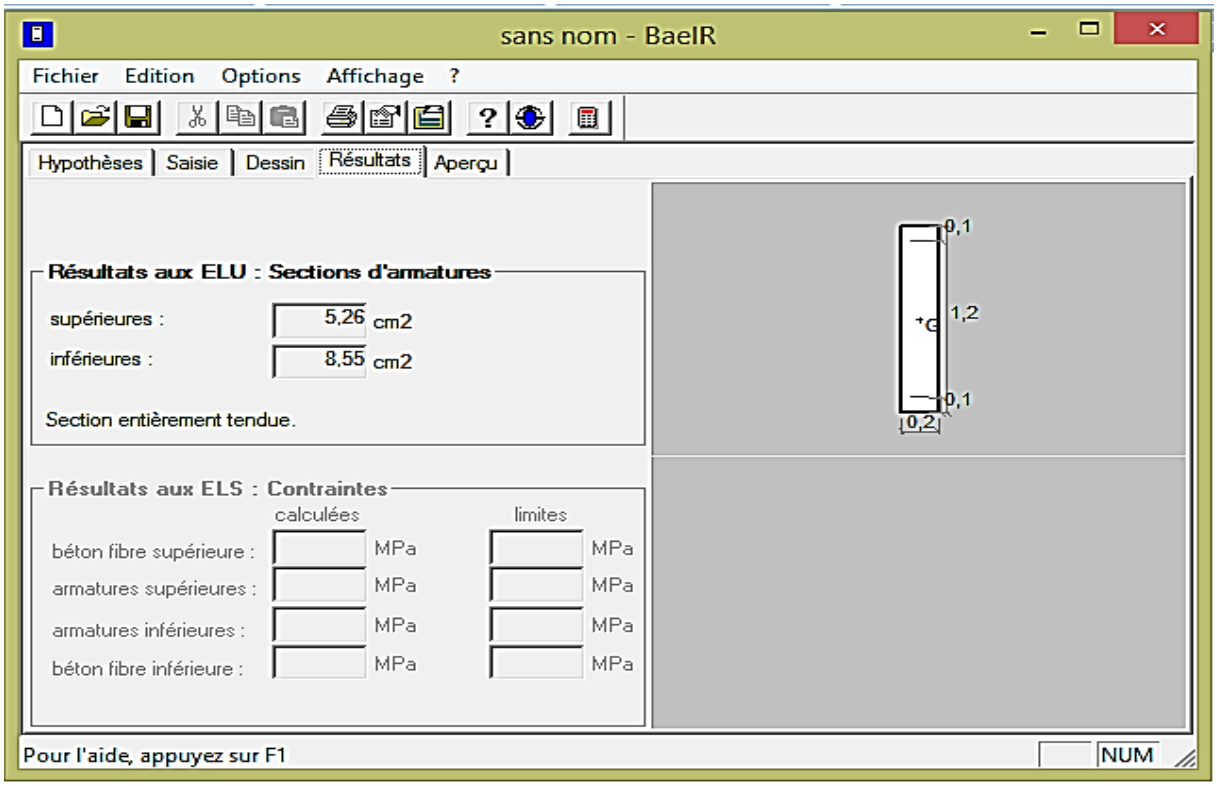


Fig V.4 : Ferraillage du voile V_{T1} donné par SOCOTEC

- **<u>Condition de non fragilité</u> : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$\mathbf{A_s \geq A_{CNF} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d}$$

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

N_s et **M_s** : effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service

$$\left.\begin{array}{l} N_{max} = -578{,}53 \text{ KN} \\ M_{corr} = 14{,}09 \text{ KN.m} \end{array}\right\} \textbf{ à l'ELS}$$

$$e_s = \frac{14{,}09}{578{,}53} = 0{,}024 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times \frac{0{,}024 - 0.455 \times 1{,}1}{0{,}024 - 0.185 \times 1{,}1} \times 0{,}2 \times 1{,}1 = 7{,}05 \text{ cm}^2$$

* **Calcul de A_c :**

En zone courante : $A_c = B.0{,}10\%$

$L_c = 120 - 30 = 90$ cm

$A_c = 90 \times 20 \times 0{,}001 = 1{,}8 \text{ cm}^2$

<u>Remarque</u>:

Donc pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utiliser (SOCOTEC**)** de la même manière dans les autres zones.

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles **V_{T1}**et **V_{L1}** dans les différentes zones.

- **Armatures verticales :**

Zone	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t [cm^2]	A_{CNF} [cm^2]	$A_{t\ adop}$ [cm^2]	A_c [cm^2]	$A_{c\ adop}$ [cm^2]
Zone I	N^{max} _ M^{cor}	552,63	65,811	20	**SET**	**8,55**	**7,05**	**4HA20**	**1,8**	**2× 8HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-1152,57	5,206		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	-442,34	488,404		**SPC**	**6,38**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 10$ cm									
Zone II	N^{max} _ M^{cor}	272,6	25,447	20	**SET**	**4,04**	**7,45**	**4HA16**	**1,8**	**2× 8HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-1068,53	22,688		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	-628,6	243,004		**SEC**	**0**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 10$ cm									
Zone III	N^{max} _ M^{cor}	126,93	23,744	20	**SET**	**2,18**	**8,39**	**4HA20**	**1,8**	**2× 8HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-783,77	-27,554		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	-258	157,247		**SPC**	**0 ,25**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 10$ cm									
Zone IV	N^{max} _ M^{cor}	80,8	52,455	20	**SPC**	**2,29**	**8,79**	**4HA20**	**1,8**	**2× 5HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-457,42	-28,019		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	-381,21	652,712		**SPC**	**11,55**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									

Tableau V.31: Ferraillage des armatures verticales – sens transversale V_{T1}

- **Armatures Horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Espacement : $S_t = 20$ cm

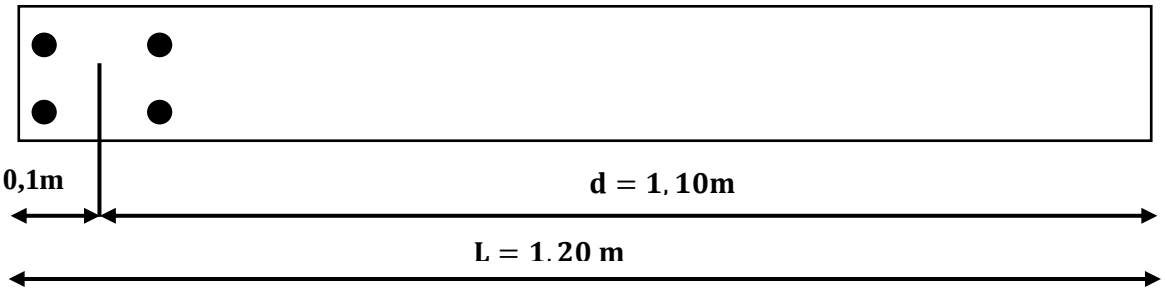
Zone	$A_{v\ adoptée}$ $[cm^2]$	A_H $[cm^2]$	$A_{H\ adoptée}$ $[cm^2]$
Zone I	$8HA20 + 16HA8 = 33,15$	8,28	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$
Zone II	$8HA16 + 16HA8 = 24,10$	6,02	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$
Zone III	$8HA20 + 16HA8 = 33,15$	8,28	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$
Zone IV	$8HA20 + 10HA8 = 30,15$	7,53	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$

Tableau V.32 : Ferraillage des armatures Horizontales – sens transversal V_{T1}

Exemple 02 : $V_{L1} = 1,2$ m

$e_p = 0,2$ m ; L = 1,2 m , c = 5 m

1er cas : $d = 120 - \left(5 + \frac{10}{2}\right) = 110$ cm



$N_{max} = -102,37$ KN

$M_{corr} = 547,092$ KN.m

} **Situation accidentelle 08G+Ey**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{547,092}{102,37} = 5,34$ m

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,5$ m

} $e_u > (\frac{h}{2} - c) \Rightarrow$ **Section Partiellement Comprimée (SPC)**

Exemple de calcul par SOCOTEC :

On prend l'exemple du même voile calculé précédemment manuellement

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0{,}2m$, $h = 1{,}2m$, $d' = c = 0{,}1m$

Les sollicitations: $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

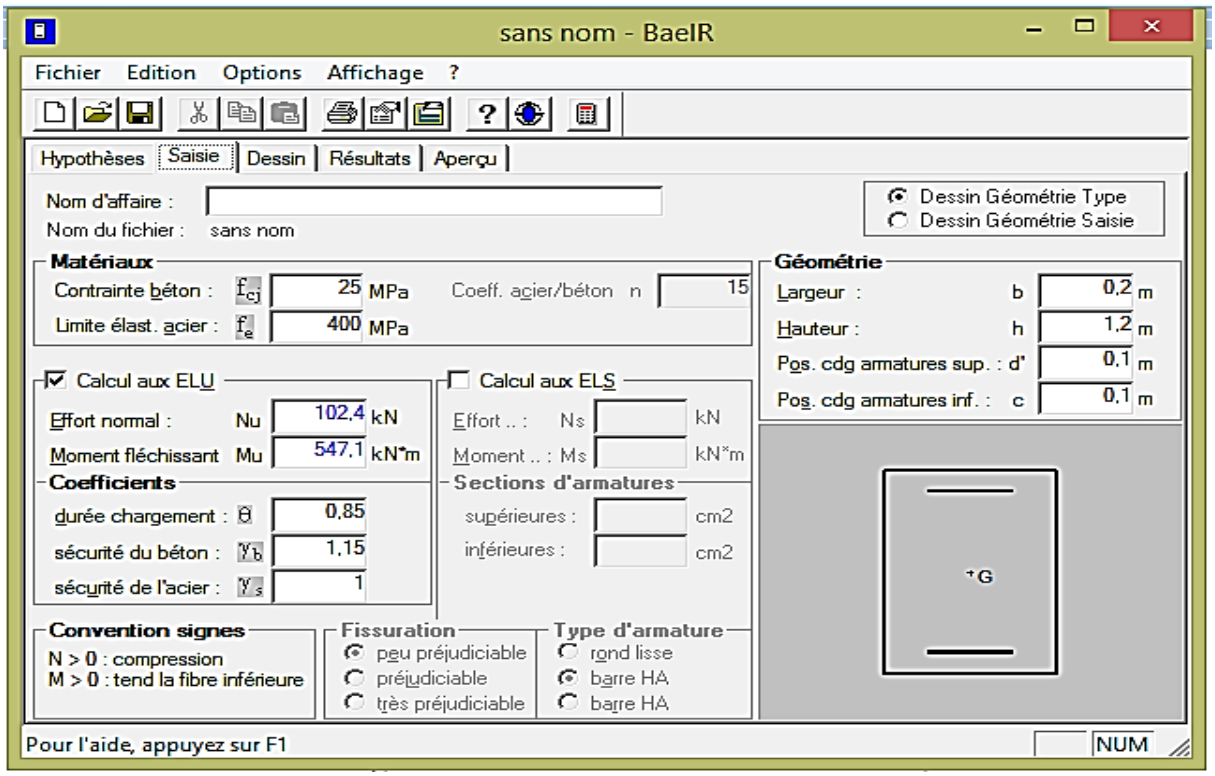


Fig V.5 : Ferraillage du voile V_{L1} avec SOCOTEC

Résultat :

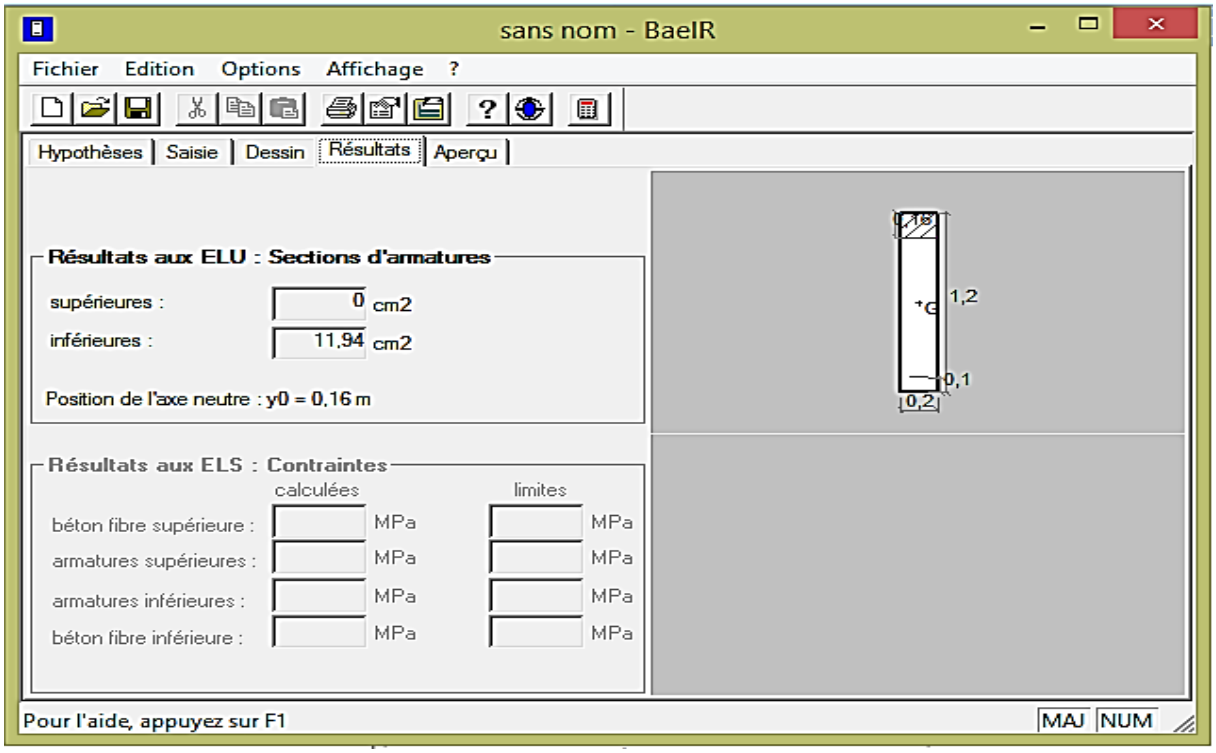


Fig V.6 : Ferraillage du voile V_{L1} donné par SOCOTEC

- **<u>Condition de non fragilité</u> : [Art A.4.2, 1] BAEL91 modifié 99**

$$\mathbf{A_s \geq A_{CNF} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d}$$

$$\left.\begin{array}{l} M_{max} = 54{,}73 \text{ KN} \\ N_{corr} = -425{,}64 \text{ KN. m} \end{array}\right\} \textbf{ à l'ELS}$$

$$e_s = \frac{54{,}73}{425{,}64} = 0{,}128 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0{,}23 \times \frac{2{,}1}{400} \times \frac{0{,}128 - 0.455 \times 1{,}1}{0{,}128 - 0.185 \times 1{,}1} \times 0{,}2 \times 1{,}1 = 13{,}10 \text{ cm}^2$$

* **Calcul de A_c :**

En zone courante : $A_H = 0{,}10\%$ B

$L_c = 120 - 30 = 90$ cm

$A_c = 90 \times 20 \times 0{,}001 = 1{,}8 \text{ cm}^2$

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voiles V_{T1}et V_{L1} dans les différentes zones.

- **Armatures verticales :**

Zone	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t [cm^2]	A_{CNF} [cm^2]	$A_{t\ adop}$ [cm^2]	A_c [cm^2]	$A_{c\ adop}$ [cm^2]
Zone I	N^{max} _ M^{cor}	534,68	137,186	20	**SET**	**10,11**	**6,71**	**4HA20**	**1,8**	**2× 5HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-1285,98	-542,509		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	-102,37	547,092		**SPC**	**11,94**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									
Zone II	N^{max} _ M^{cor}	149,76	176,141	20	**SPC**	**6,07**	**8,65**	**4HA20**	**1,8**	**2× 5HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-1225,6	-119,306		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	4,34	367,073		**SPC**	**8,72**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									
Zone III	N^{max} _ M^{cor}	208,8	192,398	20	**SPC**	**7,24**	**9,91**	**4HA20**	**1,8**	**2× 5HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-852,47	-26,731		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	23,08	214,243		**SPC**	**5,28**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									
Zone IV	N^{max} _ M^{cor}	191,73	180,33	20	**SPC**	**6,73**	**6,97**	**4HA16**	**1,8**	**2× 5HA8**
	N^{min} _ M^{cor}	-475,18	-18,166		**SEC**	**0**				
	N^{cor} _ M^{max}	110,31	192,631		**SPC**	**5,93**				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									

Tableau V.33: Ferraillage des armatures verticales – sens longitudinal V_{L1}

- **Armatures Horizontales :** $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : $S_t = 20$ cm

Zone	$A_{v\ adoptée}$ $[cm^2]$	A_H $[cm^2]$	$A_{H\ adoptée}$ $[cm^2]$
Zone I	8HA20 + 10HA8 = 30,15	7,53	**12HA10 = 9,42**
Zone II	8HA20 + 10HA8 = 30,15	7,53	**12HA10 = 9,42**
Zone III	8HA20 + 10HA8 = 30,15	7,53	**12HA10 = 9,42**
Zone IV	8HA16 + 10HA8 = 21,10	5,52	**12HA10 = 9,42**

Tableau V.34: Ferraillage des armatures Horizontales – sens longitudinal V_{L1}

❖ **Ferraillage des voiles de la gaine d'ascenseur dans les 2 sens V_{T2} et V_{L2} :**

$V_T = 1,45$ m **$V_L = 1,70$ m**

- **Armatures verticales :**

	sollicitation	Effort Normal [KN]	Moment [KN.m]	e_p [cm]	Nature de la section	A_t $[cm^2]$	A_{CNF} $[cm^2]$	$A_{t\ adop}$ $[cm^2]$	A_c $[cm^2]$	$A_{c\ adop}$ $[cm^2]$
V_{T2}	N^{max} _ M^{cor}	-15,13	8,945	20	SEC	0,12	9,23	4HA20	2,3	2× 6HA8
	N^{min} _ M^{cor}	-1335,58	-12,549		SEC	0				
	N^{cor} _ M^{max}	-1105,64	56,539		SEC	0,38				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 15$ cm									
V_{L2}	N^{max} _ M^{cor}	-20,11	-24,554	20	SPC	0	9,45	4HA20	2,8	2× 6HA8
	N^{min} _ M^{cor}	-1632,6	-4,699		SEC	0,76				
	N^{cor} _ M^{max}	-109,37	11,649		SPC	0,19				
	Espacement : **Zone nodale** : $S_t = 10$ cm ; **Zone courante** $S_t = 20$ cm									

Tableau V.35: Ferraillage des armatures verticales dans les 2 sens

- **Armatures Horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Espacement : $S_t = 20$ cm

	$A_{v\ adoptée}$ $[cm^2]$	A_H $[cm^2]$	$A_{H\ adoptée}$ $[cm^2]$
V_{T2}	$8HA20 + 12HA8 = 31{,}15$	7,78	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$
V_{L2}	$8HA20 + 12HA8 = 31{,}15$	7,78	$\mathbf{14HA10 = 10,98}$

Tableau V.36: Ferraillage des armatures Horizontales dans les 2 sens

V.3.5. Vérification à l'ELU :

1. Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min\{1{,}5e; 30\ \text{cm}\} = 30\ \text{cm}$$

- **Armatures verticales :**
  - **Zone I et II :**

Zone nodale : $S_t = 10\ \text{cm} < 30\ cm$
Zone courante : $S_t = 15\ \text{cm} < 30\ cm$
$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

  - **Zone III et IV :**

Zone nodale : $S_t = 10\ \text{cm} < 30\ cm$
Zone courante : $S_t = 20\ \text{cm} < 30\ cm$
$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

  - **Gaine d'ascenseur :**

Zone nodale : $S_t = 10\ \text{cm} < 30\ \text{cm}$
Zone courante : $S_t = 20\ \text{cm} < 30\ \text{cm}$
$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Armatures transversales :**

$S_t = 15\ \text{cm} < 30\ \text{cm}$ $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon l'article (7.7.2 RPA 99/ version 2003) :**

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau}_u}$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = 0{,}2.f_{c28} = 0{,}2 \times 25 = 5\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :

$\mathbf{V_u}$ **:** L'effort tranchant.

b : L'épaisseur du voile.

d : La hauteur utile.

$$d = 0{,}9h = 0{,}9 \times 1{,}20 = 1{,}08 \text{ m}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

Zone	V_u [KN]		τ_u [MPa]		$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	124,6	165,4	0,57	0,76	5	**Condition vérifiée**
Zone II	107,55	173,28	0,49	0,80	5	**Condition vérifiée**
Zone III	67,01	133,18	0,31	0,61	5	**Condition vérifiée**
Zone IV	72,5	100,49	0,33	0,46	5	**Condition vérifiée**

Tableau V.37: Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99/2003

✓ **Gaine d'ascenseur :**

	V_u[KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
V_{T2}	21,41	0,08	5	**Condition vérifiée**
V_{L2}	107,55	0,009	5	**Condition vérifiée**

Tableau V.38: Vérification des contraintes de cisaillement selon le RPA99/2003

- **Selon l'art A.5.1.1 BAEL91**:

Il faut vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \overline{\tau}_u}$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left\{0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right\} = \min\{2{,}5; 4\text{ MPa}\}$

$$\boldsymbol{\overline{\tau}_u = 2{,}5\text{ MPa}}$$

Zone	V_u [KN]		τ_u [MPa]		$\overline{\tau}_u$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	124,6	165,4	0,57	0,76	2,5	**Condition vérifiée**
Zone II	107,55	173,28	0,49	0,80	2,5	**Condition vérifiée**
Zone III	67,01	133,18	0,31	0,61	2,5	**Condition vérifiée**
Zone IV	72,5	100,49	0,33	0,46	2,5	**Condition vérifiée**

Tableau V.39: Vérification des contraintes de cisaillement d'après le BAEL91

- **<u>Gaine d'ascenseur</u> :**

	V_u[KN]	τ_u [MPa]	$\overline{\tau}_u$ [MPa]	Observation
V_{T2}	21,41	0,08	2,5	**Condition vérifiée**
V_{L2}	107,55	0,009	2,5	**Condition vérifiée**

Tableau V.40: Vérification des contraintes de cisaillement d'après le BAEL91

V.3.6. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

A l'état limite de service, il faudra vérifier si la contrainte de compression σ_{bc} est inférieure à la contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s **:** Effort normal à l'état limite de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature adoptée

Zone	N_s [KN]		σ_{bc} [MPa]		$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
	V_{T1}	V_{L1}	V_{T1}	V_{L1}		
Zone I	-578,53	-318,11	2,01	1,16	15	**Condition vérifiée**
Zone II	-391,53	-227,09	1,43	0,79	15	**Condition vérifiée**
Zone III	-201,44	-131,66	0,70	0,45	15	**Condition vérifiée**
Zone IV	-19,93	-22,44	0,06	0,07	15	**Condition vérifiée**

Tableau V.41: Vérification des contraintes dans le béton

- ✓ **Gaine d'ascenseur :**

	V_u[KN]	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Observation
V_{T2}	-5,69	0,004	15	**Condition vérifiée**
V_{L2}	-21,03	0,012	15	**Condition vérifiée**

Tableau V.42: Vérification des contraintes dans le béton

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\overline{\sigma}$sol).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G + 1.5Q (ELU)

G + Q ± E

0.8G ± E

(**Article 10.1.4.1 du RPA 2003**)

VI.2 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol $\boldsymbol{\sigma_{Sol}}$**= 2.5bars.**

VI.3. Choix du type de fondations :

a. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{smax}}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

D'où :

$\mathbf{N_{smax}}$**:** Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

S : Surface d'appui de la semelle (S=A×B).

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{sol}}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.qui est égale à 2.5**bars.**

- **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 = \frac{A}{B}.$$

Donc **: A= B.**

D'où **:** $B^2 \geq \frac{N_{s.max}}{\overline{\sigma}sol} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s.max}}{\overline{\sigma}sol}} = \sqrt{\frac{1058.87}{250}} = 2.05$ m.

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

b. <u>Semelles filantes</u> :

- **Semelles filantes sous voiles « S_1 » :**

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.max}}{S} \leq \bar{\sigma} sol \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.max}}{\bar{\sigma}_{sol} x L}$$

« **L** » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

- **<u>Détermination de la surface totale des semelles sous voiles</u> :**

N_s(KN)	L(m)	B(m)	Nombre(n)	Surface [m²] (S= B x L x n)
838.29	1.2	2.07	11	27.32
516.75	1.45	1.4	1	2.03

Tableau VI.1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Ns(KN)	L(m)	B(m)	Nombre(n)	Surface [m²] (S= B x L x n)
919.38	1.2	3.06	10	36.72
628.66	1.70	1.4	2	4.76

Tableau VI.2 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal)

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles

$S_v = \sum S_i = 70.83 \text{ m}^2$

- **Semelles sous poteaux « S_2 » :**
  - **<u>Etapes de calcul</u> :**

  ✓ Déterminer la résultante des charges « R » (R= ∑Ni),

  ✓ Puis la coordonnée de cette résultante « e » :e= $\frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{R}$

  e_i :est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge Ni)

  - Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

    Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

    Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

- **Sens transversal :**

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = 104.80 \text{ KN}$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = 261.43 \text{ KN}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = 222.22 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni× ei (KN.m)	e (m)	q_{max} (KN)	q_{min} (KN)	q L/4 (KN)
C1	681.81	-3.47	0.45	-2365.88	1.03	261.43	104.8	222.22
C2	759.73	-0.025	-2.68	-18.99				
C3	332.83	-0.04	-0.085	-13.31				
C4	565.24	7.22	-2.51	4081.03				
C5	306.5	3.47	-0.430	1063.55				
Somme	2646.11		-5.25	2746.40				

Tableau VI.3 : Surface de semelles filantes sous poteaux (sens transversal)

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{366.23}{250} = 0.88\text{m}$$

On prend **B = 1.5m**

$S = B \times L = 1.5 \times 14.45 = 21.67\ m^2$

Remarque :

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelle sous poteaux est de :

$$S_{tot} = 6 \times 21.67 = 130.02\ m^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est

$$S_T = S_p + S_v = 130.02 + 70.03 = 200{,}05 m^2$$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_b} = \frac{200.05}{341.02} = 0.586 = 58.6\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adoptera un radier général nervuré**.**

c. Radier général :

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

➢ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h *:* épaisseur du radier

L_{max} *:* Portée maximale

L_{max} = 375 cm 46cm ≤ h ≤ 75cm On prend : h =70cm

➢ **Sous poteaux :**

- **<u>La dalle</u> :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{375}{20} = 18.75\text{cm}$$

On prend $\mathbf{h_d = 25\ cm}$

- **<u>La nervure</u> :**

- **<u>La hauteur de la nervure</u> :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{375}{10} = 37.5\text{cm}$$

On prend$\mathbf{h_n = 40\ cm}$

- **<u>Epaisseur de la dalle flottante</u> « h_d » :**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{375}{50} = 7.5\text{ cm} \leq h_d \leq \frac{375}{40} = 9.37\text{cm}. \Rightarrow \mathbf{h_d = 10\ cm.}$$

- **<u>Condition de longueur d'élasticité</u> :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{K.b}} > \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. K = 40MPa

L_{max} : Portée maximale (L = 3,75)

De la condition précédente, nous tirons **h** :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier (b =1m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865MPa$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.75}{3{,}14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 0.71m$$

On prend $\mathbf{h_n = 80\ cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$0{,}4h_n \leq \mathbf{b_n} \leq 0{,}7hn \longrightarrow 32 \leq \mathbf{b_n} \leq 56$

On prend : $\mathbf{b_n = 45\ cm}$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- **Dalle :**

  Épaisseur : h = 25cm

- **Nervure:**

  Hauteur : h = 80cm

  Largeur : b = 45cm

2. <u>Détermination de la surface du radier</u> :

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

D'où : **N_s :** est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure

tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : G_{ss}= 39375.24 KN

Q_{ss}= 6534.29 KN

Donc : **N_s= 45909.53 KN.**

D'où :

$$S_{radier} \geq \frac{45909.53}{250} = 183.63\ m^2.$$

S_{radier}= 183.63 m² < $S_{bâtiment}$= 341.02 m².

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (**153.12 m²)** à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{débord} \geq \max\left(\left(\frac{h_n}{2}\ ;\ 30\text{cm}\right)\right) = \max\left(\left(\frac{80}{2}\ ;\ 30\text{cm}\right)\right) = 40\text{cm}.$$

$$S_{deb}=[(Lx+Ly)xL_{déb}]\times 2$$

$$\mathbf{S_{deb}= 30.44m^2}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{radier}= S_{bâtiment}+ S_{débord}$$

$$S_{radier}= 341.02+30.44=371.46m^2$$

3. <u>Détermination des sollicitations à la base du radier</u> :

- **Poids propre du radier « G radier » :**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- ✓ Poids propre de la dalle du radier « **G_1** ».
- ✓ Poids propre des nervures « **G_2** ».
- ✓ Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « **G_3** ».
- ✓ Poids propre de la dalle flottante « **G_4** ».

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G1	[S radier x hr]x ρ béton	371.46 x0.25x25	2321.62
G2	[bnx (hn-hr) x L nervures] x ρ béton	[0.45x(0.8-0.25)x223]x25	1379.81
G3	[(S radier - S nervures)x(hn-hr)] x ρremblai	[(371.46-122.65)x(0.8-0.25)]x17	2326.37
G4	[(S radier - S nervures) x hd] x ρbéton	[(371.46-122.65)x0.1]x25	622.02
G_{radier}	∑ G1= G1 + G2 + G3 + G4	2321.62+1379.81+2326.37+622.02	**6649.82**

Tableau VI.4 : Poids propre du radier

- **Surcharges d'exploitation du radier :**

Q radier= Qssol x S radier= 1.5 x 371.46= 557.19 KN

- **Charges et surcharges totales de la structure :**

G total= Gss + Gradier= 39375.24 + 6649.82 = 46025.06 KN.

Q total= Qss+ Q radier= 6534.29+ 557.19= 7091.48KN

- **Combinaisons d'actions :**

À l'ELU : NU= 1.35G total + 1.5Q total= 1.35x46025.06+ 1.5x7091.48= 72771.05 KN.

À l'ELS : NS= G total + Q total= 46025.06 + 7091.48 = 53116.54 KN.

4. Vérifications :

a. Vérification au cisaillement : (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau u} = \min\{\frac{0{,}15.fc28}{\gamma_b} ; 4\ MPA\} = 2.5\ MPA$$

Avec : $Vmax = qux\frac{L_{max}}{2} = \frac{Nu x b}{S_{radier}} x \frac{L_{max}}{2} = \frac{72771.05.x1}{371.46} x \frac{3.75}{2} = 367.32KN.$

b= 100 cm d= 0.9hr= 0.9x25= 22.5 cm.

Donc :

$$\tau_u = \frac{367.32.10^3}{1000x225} = 1.63\ MPA < \bar{\tau u} = \mathbf{2.5\ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Vérification au Poinçonnement : (BAEL 99 / Art. A.5.2, 42)

$$N_u \leq 0.045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

h : L'épaisseur totale des nervures (h= 0.8m).

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau :**

  U_c= 2[U+V] = 2x [u+v+2h] = 2x [0.45+0.45+2x0.8] = 5m

- **Sous voile :**

On considère une bonde de 01 ml du voile

Uc= 2[U+V] = 2x [u+v+2h] = 2x [0.2+1+2x0.8] = 5.6 m

Donc :

- **Sous poteau :**

Nu= 1455.62 KN < 0.045 x 5 x 0.8 x $\frac{25000}{1.5}$ = 3000 KN ……..**Condition vérifiée**

- **Sous voile**

Nu= 1262.27 KN < 0.045 x 5.6 x 0.8 x $\frac{25000}{1.5}$ = 33360 KN …… **Condition vérifiée**

c. <u>Vérification de la stabilité du radier</u> :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Un effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Un effort de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M=M_0+T_{0h}$$

Avec :

M_0: Moment sismique à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

T_0: Effort tranchant à la base de la structure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} \mathbf{X_G} = \frac{\sum S_i.X_i}{\sum S_i} = 11.8\text{m} \\ \mathbf{Y_G} = \frac{\sum S_i.Y_i}{\sum S_i} = 7.22\text{m} \end{cases}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{23.6 \times 14.45^3}{12} = 5933.81\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{14.45 \times 23.6^3}{12} = 15827.87\text{m}^4$$

- **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{0x} = 3516.68\text{KN.m} \quad \text{et} \quad T0x = 2879.44\text{ KN} \ldots\ldots\ldots \text{ (ETABS)} \\ M_{0y} = 3405.01\text{KN.m} \quad \text{et} \quad T0y = 3072.12\text{ KN} \ldots\ldots\ldots \text{ (ETABS)} \end{cases}$$

$M_{xx}=M_{0x}+T_{0x}\,h_n= 3516.68 + (2879.44x0.8) = 5820.23KN.m$

$M_{yy}= M_{0y}+T_{0y}\,h_n =3405.01 + (3072.12x0.8)= 5862.70KN.m$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$$

		ELU			ELS		
	M (KN.m)	$\boldsymbol{\sigma_1}$ (KN/m²)	$\boldsymbol{\sigma_2}$ (KN/m²)	$\boldsymbol{\sigma_m}$ (KN/m²)	$\boldsymbol{\sigma_1}$ (KN/m²)	$\boldsymbol{\sigma_2}$ (KN/m²)	$\boldsymbol{\sigma_m}$ (KN/m²)
Sens X	5820.23	200.24	191.56	198.07	147.33	138.65	145.16
Sens-Y	5862.70	202.99	188.81	199.4	150.12	135.86	146.55

Tableau VI.5: Récapitulatif des contraintes

On doit vérifier que :

- ✓ **A l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33\sigma_{sol}$$

- ✓ **A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$\sigma_{sol} = 200KN/m^2$; $\quad 1{,}33\sigma_{sol} = 266KN/m^2$

- ✓ **Sens X-X :**

ELU: $\sigma_m = 198.07\ KN/m^2 \leq 1{,}33\sigma_{sol} = 266\ KN/m^2$ ……..**Condition vérifiée**

ELS: $\sigma_m = 145.16\ KN/m^2 \leq \sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$ ……..**Condition vérifiée**

- ✓ **Sens Y-Y :**

ELU: $\sigma_m = 199.4\ KN/m^2 \leq 1{,}33\sigma_{sol} = 266\ KN/m^2$ ……..**Condition vérifiée**

ELS: $\sigma_m = 146.54\ KN/m^2 \leq \sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$ ……..**Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

d. Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

- ✓ **P** : Poids total à la base du radier (P = 40682.10 KN).
- ✓ **F_s** : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (Fs = 1.5).
- ✓ **γ_w**: Poids volumique de l'eau (γ_w= 10 KN/m²).
- ✓ **h** : Profondeur de l'infrastructure (h = 1 m).
- ✓ **S** : Surface du radier (S = 371.46 m²).

Donc :

P= 40682.10 KN > 1.5x1x371.46 x10= 5571.9 KN.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.5. Ferraillage du radier :

1. Ferraillage de la dalle du radier :

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferraillage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferraillage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

- **Dimensions du panneau le plus sollicité :**

$l_x = L_x - b_n = 3.50 - 0.45 = 3.05$ m

$l_y = L_y - b_n = 3.75 - 0.45 = 3.30$ m

D'où : $0.45 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \leq 1 \longrightarrow$ Le panneau travail dans les deux sens.

- **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau :**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x . p . l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$

D' où :

μ_x et **μ_y** : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du rapport **α** = $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.9$: $\mu_x = 0.046$ et $\mu_y = 0.778$

. **p :** Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise.

Donc Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

ELU: $q_{u=}\sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = 198.07- $\frac{6649.82}{371.46}$ = 180.16KN/m

ELS: $q_{s=}\sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ = 145.16 – $\frac{6649.82}{371.46}$ = 127.25KN/ml

- **À l'ELU:**

. M_u= [μ_x.q_u.l_x^2].1ml = [0.046x180.16x3.05²].1ml = 77.09KN.m.

. M_{yU}= [μ_y.M_{ox}].1ml = [0.778x77.09].1ml = 59.97KN.m.

- **À l'ELS :**

. M_{xS}= [μ_x.q_s.l_x^2].1ml = [0.046x127.25x3.05²].1ml = 54.45KN.m

. M_{yS}= [μ_y.M_{ox}].1ml = [0.778x54.45].1ml = 42.36N.m.

- **Correction des moments :**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc

- **À l'ELU :**

En travée :

M^t_x = 0.75x77.09 = 57.81 KN.m.

M^t_y = 0.85x59.97= 50.97KN.m.

Aux appuis :

$M_1{}^a_x$ = - 0.5x77.09= -38.54KN.m.

$M_2{}^a_x$ = - 0.5x77.09= -23.12KN.m.

$M_1{}^a_y$ = - 0.5x59.97= -29.98KN.m.

$M_2{}^a_y$ = - 0.3x59.97= -17.99KN.m.

- **À l'ELS :**

En travée

M^t_x = 0.75x54.45=40.83 KN.m.

M^t_y = 0.85x42.36 = 36.00 KN.m.

Aux appuis

$M_1{}^a_x$ = - 0.5x54.45= -27.22KN.m.

$M_2{}^a_x$ = - 0.3x54.45 = -16.33 KN.m.

$M_1{}^a_y$ = - 0.5x 42.36= -21.18 KN.m.

$M_2{}^a_y$ = - 0.3x42.36 = -12.7 KN.m.

- **<u>Ferraillage</u> :**

b=80cm, h =45cm , c= 3cm

- **Sens de la petite portée : (l_x)**

- **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_x^t}{b\,dx^2 f_{bu}} = \frac{57.81\times10^3}{80\times22^2\times14.2}$= 0.105< μ_l = 0.392→ La section est simplement armée.

μ_u = 0.105 ⟶ β = 0.944

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{57.81\times10^3}{0.944\times22\times348}$ = 8 cm²

On opte pour une section d'armature **5HA20**$A_{st} = 15{,}78\ cm^2$avec un espacement S_t = 15cm.

- **Aux appuis :**

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\ dy^2 f_{bu}} = \frac{38.54\times 10^3}{80\times 22^2\times 14.2} = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.964$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times \sigma_{st}} = \frac{38.54\times 10^3}{0.964\times 22\times 348} = 5.22 cm^2$

On opte pour une section d'armature **6HA16**$A_{st} = 12{,}06 cm^2$ avec un espacement S_t =15cm

- **Sens de la grande portée : (l_y) :**
- **En travée :**

$\mu_u = \frac{M_y^t}{b\ dy^2 f_{bu}} = \frac{50.97\times 10^3}{80\times 22^2\times 14.2} = 0.092 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.092 \longrightarrow \beta = 0.952$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times \sigma_{st}} = \frac{50.97\times 10^3}{0.952\times 22\times 348} = 6.99 cm^2$

On opte pour une section d'armature **5HA20**$A_{st} = 15{,}7 cm^2$avec un espacement S_t =15cm.

- **Aux appuis :**

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b\ dy^2 f_{bu}} = \frac{29.98\times 10^3}{80\times 22^2\times 14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.972$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta\times d\times \sigma_{st}} = \frac{29.98\times 10^3}{0.972\times 22\times 348} = 4.02 cm^2$

On opte pour une section d'armature **6H16**$A_{st} = 12{,}06 cm^2$avec un espacement S_t = 15cm.

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures aux appuis	6HA16=12.06cm S_t=15cm	6H16=12.06cm² S_t=15cm
Armatures en travées	5HA20=15.70cm² S_t=15cm	5HA20=15.70cm² S_t=15cm

Tableau VI.6 : ferraillage des armatures

2. <u>Vérifications à l'ELU</u> :

a. Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99)

Ferraillage minimal **: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$**

Avec : ρ_0= 0.0008 pour les aciers à haute adhérence de classe FeE400

δ_0:Taux des armatures minimales.

- **Sens x-x**

$$A_{xmin} = 0{,}0008 \times 80 \times 25 \times \frac{3 - 0.9}{2} = 1.68\ [cm^2/ml]$$

A_x= 10.04cm² >$A_{y.min}$= 1.68 cm². ……**Condition vérifiée**

- **Sens y-y**

$A_{ymin} = 0{,}0008 \times 80 \times 25$=1.6 cm^2/ml

A_y= 10.04cm² >$A_{y.min}$= 1.6 cm²……...**Condition vérifiée**

a. <u>Espacements des barres</u> : (BAEL 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

(X-X): S_t= 15cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm…… **Condition est vérifiée**

(Y-Y) : S_t= 15 cm < min (4h ; 45 cm) = 45 cm. …… **Condition est vérifiée**

3. <u>Vérification des contraintes à l'ELS</u> :

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

a. <u>Contraintes dans les aciers</u> :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400\ ;\ 110\sqrt{1.6x2.1}\right\}$$

$$= min\{266.6\ ;\ 201.63\} = 201.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

b. <u>Contraintes dans le béton</u> :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPA \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

d'où : $\mathbf{K_1}$ et $\boldsymbol{\beta_1}$ sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100.A}{b.d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Obs
En travée	**x-x**	40.83	15.70	1.04	0.858	20.21	201.04	9.94	201.63	15	**C.V**
	y-y	36	15.70	1.04	0.858	20.21	178.16	8.81			**C.V**
Aux appuis	**x-x**	-27.22	12.06	0.513	0.871	23.76	172.75	7.27			**C.V**
	y-y	-21.18	12.06	0.513	0.871	23.76	134.42	5.65			**C.V**

Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

VI.6. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément repartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité

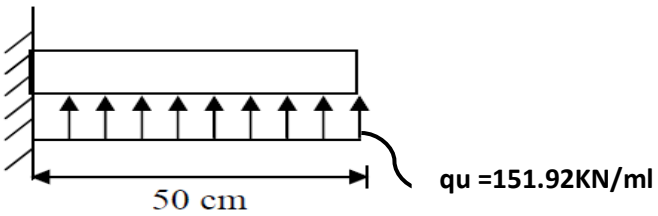


Fig VI.1 : schéma statique de calcul du débord du radier

a. Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement) :

$$M_u = -\frac{q_u.l^2}{2} = -\frac{180.16x0.5^2}{2} = -22.52 \text{ KN.m.}$$

b. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.52.10^6}{800x220^2x14,2} = 0.04 < \mu_l = 0.392.$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.04$: $\beta = 0.980$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.52.10^3}{0.980x22x348} = 3 \text{ cm}^2.$$

- **Remarque :**

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferraillage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VI.7 : Calcul des nervures :

1. Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

2. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à

trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur lm) et le même effort tranchant (largeur lt) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

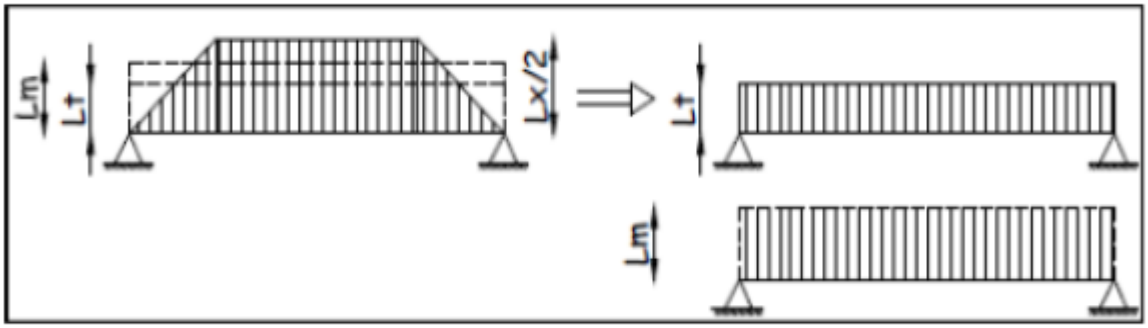


Fig VI.2 : Présentation des charges simplifiées.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

2.1. Charge trapézoïdale

Moment fléchissant **:** $\mathbf{L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)}$

Effort tranchant :$\mathbf{L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)}$

2.2. Charge triangulaire

Moment fléchissant : Lm = 0,333×Lx.

Effort tranchant : Lt = 0,25×Lx.

2.3 Charges à considérer :

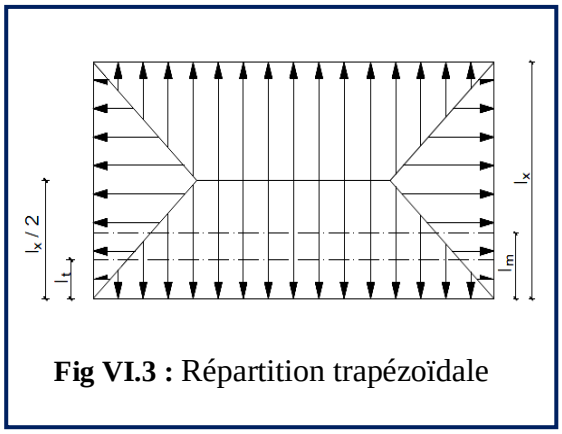


Fig VI.3 : Répartition trapézoïdale

$Q_{Mu} = q_u . L_m$
$Q_{Ms} = q_s . L_m$
} les moments fléchissant

$Q_u = q_u . L_t$
$Q_s = q_s . L_t$
} les efforts tranchants

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

3. Détermination des sollicitations :

- **Sens YY (file 7) :**

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml	Σ Q_u KN/ml	Q_t KN/ml	Σ Q_t KN/ml
7-8	E-D	3.40	3.75	0.90	Trapèze	1.241	1.011	180.16	223.57	442.28	182.14	366.26
	E-D	3.20	3.75	0.85	Trapèze	1.214	1.022		218.71		184.12	
6-7	D-C	3.40	3.45	0.98	Trapèze	1.155	0.883		208.08	414.9	159.08	325.18
	D-C	3.20	3.45	0.92	Trapèze	1.148	0.922		206.82		166.10	
7-8	C-B	3.40	3.50	0.97	Trapèze	1.168	0.900		210.42	418.62	162.14	330.94
	C-B	3.20	3.50	0.91	Trapèze	1.158	0.937		208.62		168.8	
6-7	B-A	3.40	3.75	0.90	Trapèze	1.241	1.011		223.57	442.28	182.14	366.26
	B-A	3.20	3.75	0.85	Trapèze	1.214	1.022		218.71		184.12	

Tableau VI.8 : Répartition des charges dans les nervures sens Y-Y

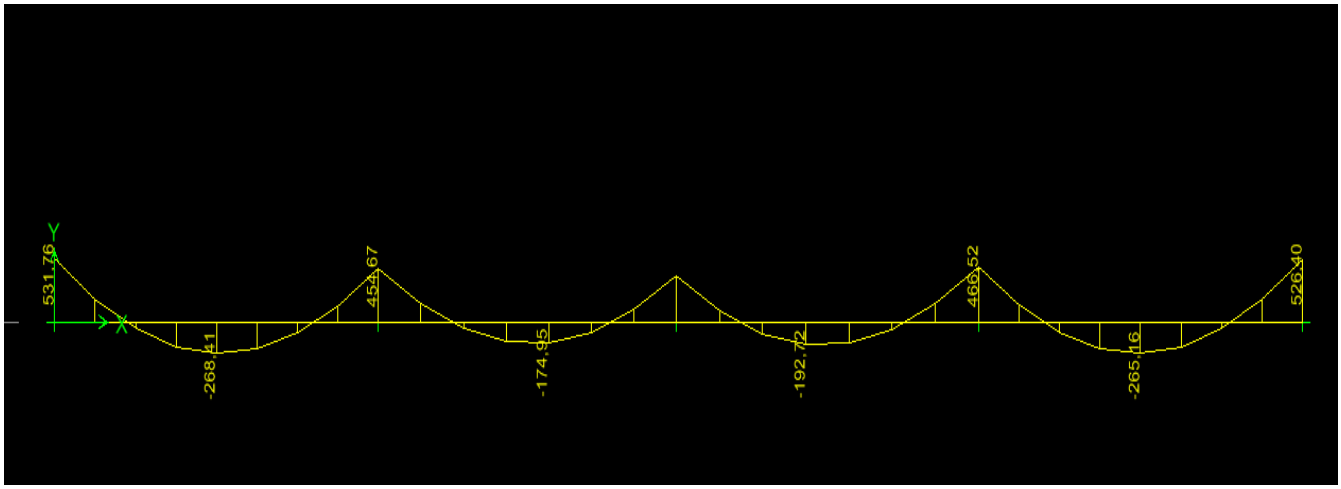


Fig VI.4 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY**)**

✓ **Effort tranchant :**

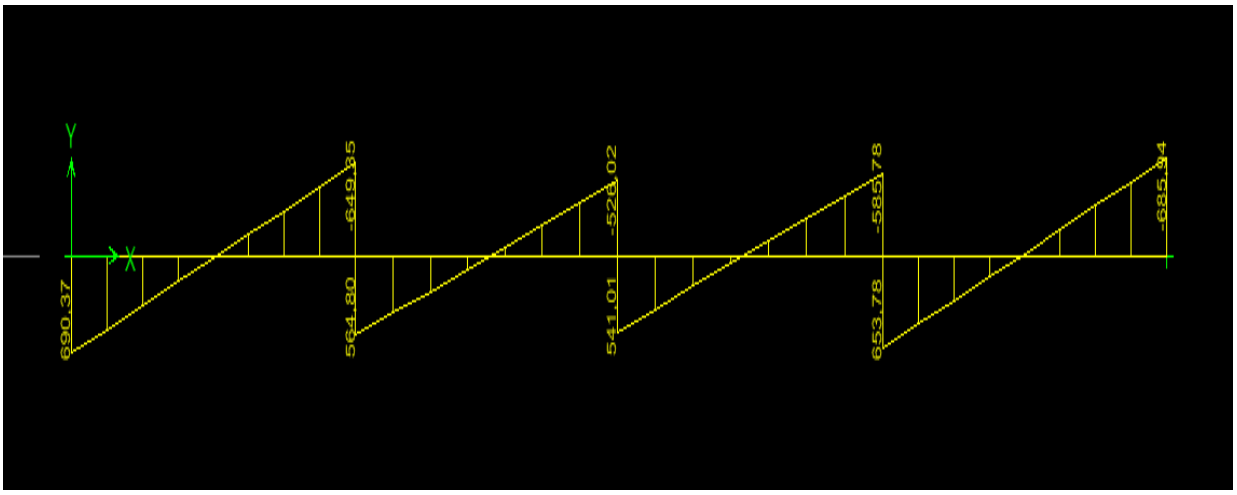


Fig VI.5 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (YY)

- **Sens XX (file E) :**

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml	Q_t KN/ml
7-6	E-D	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132	0.85	180.16	203.94	153.13
	E-D	3.20	3.75	0.85	Triangle	1.065	0.8		191.87	144.12
6-5	E-D	3.50	3.75	0.93	Triangle	1.165	0.875		209.88	157.64
5-4	E-D	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132	0.85		203.94	153.13
4-3	E-D	3.50	3.75	0.93	Triangle	1.165	0.875		209.88	157.64
3-2	E-D	3.20	3.75	0.85	Triangle	1.065	0.8		191.87	144.12
2-1	E-D	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132	0.85		203.94	153.13

Tableau VI.9 : Répartition des charges dans les nervures sens (XX)

✓ Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS

Moment fléchissant

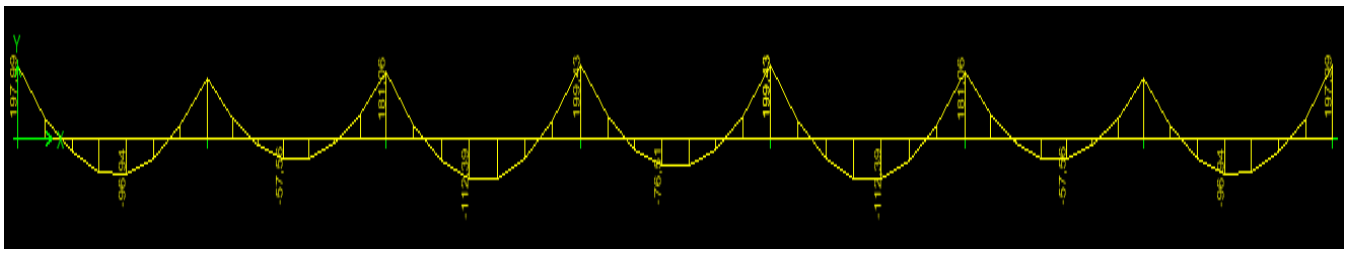


Fig VI.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

✓ **Effort tranchant :**

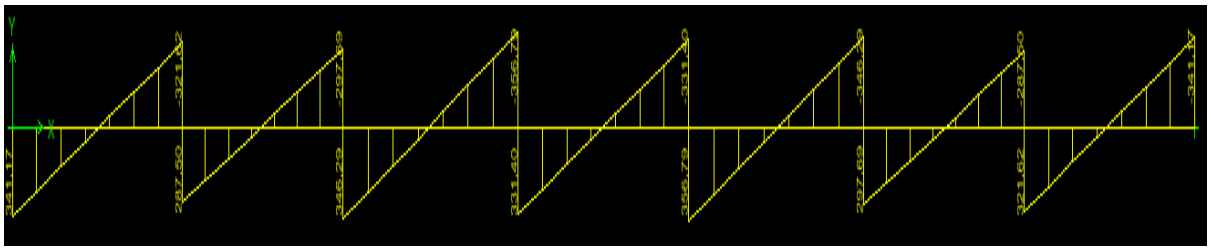


Fig VI.7 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX)

Ferraillage des nervures :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

h = 80 cm ; b =45 cm ; c = 3 cm

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Pour la détermination le ferraillage des autres sections on utilise le logiciel de calcul « **SOCOTEC ».**

		Moment (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix A (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Sens YY	**Appuis**	M_a = 531.76	21.38	4.18	4HA20 (fil)+6HA20 (chap)	31.41
	Travée	M_t = -268.41	10.07		6HA20 (fil))	18.84
Sens XX	**Appuis**	M_a = 197.99	7.55		4HA20 (fil)	12.56
	Travée	M_t = -112.39	4.23		4HA16 (fil)	8.04

Tableau VI.10 : Ferraillage des nervures

Remarque :

On a augmenté la section de ferraillage pour assurer la contrainte des aciers

4. Vérifications à l'ELU :

a. Vérification au cisaillement : (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} < \bar{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ MPA\right\} = 2.5\ MPA$$

➢ **Sens des petites portées :**

$$\tau_u = \frac{355.79x10^3}{450x770} = 1.02MPA < \bar{\tau_u} = \mathbf{2.5\ MPA.}$$

➢ **Sens des grandes portées :**

$$\tau_u = \frac{690.37x10^3}{450x770} = 1.99MPA < \bar{\tau_u} = \mathbf{2.5\ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. <u>Vérification de l'adhérence des barres</u> : (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s . f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψ_s = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9d \sum \mu_i}$$

Avec :

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

- **Sens des petites portées :**

$$\sum \mu_i = n.\pi.\varphi = 4X\ 3{,}14\ X\ 20 = 251.2\text{mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{355.79x10^3}{0.9x770x251.2} = 2.04 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPA}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{Condition vérifiée}$$

- **Sens des grandes portées :**

$$\sum \mu_i = n.\pi.\varphi = 6X\ 3.14\ X\ 20 = 376.8 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{690.37x10^3}{0.9x770x376.8} = 2.64\text{MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPA}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\textbf{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

c. <u>Calcul des armatures transversales</u> : (BAEL99 Art. A.7.2,2)

$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min(2.28 ; 4.5 ; 2) = 2$ cm.

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en **∅10**

($A_t = 3.14$ cm²).

4HA10 ($A_t = 3.14 cm^2$).

d. <u>Armatures transversales minimales</u> : (Art. 7.5.2.2 du RPA 2003)

$A_{t\,min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 45 = 2.02$ cm² $< A_{t\,adoptee} = 3.14$ cm² → **condition vérifiée**

e. <u>Espacement des armatures transversales</u> :

D'après l'article **A.5.1,23 du BAEL 99 ,** pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o.S_t} \geq \frac{\gamma_s.(\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$\Rightarrow S_t = \frac{0.9.f_e.A_t}{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}).b_o} = \frac{0{,}9.3{,}14.400}{1.15.(1.99 - 0{,}3.2{,}1).45} = 16.06\text{cm}.$$

- ✓ **Article 7.5.2.2 du RPA 2003 :**
- **Zone nodale :**

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) = \min(20 ; 24) = 24$ cm.

Soit : **S_t= 25 cm**

- **Zone courante :**

$S_t \leq h/2 = 80/2 = 40$ cm.

Soit **: S_t= 20 cm**

f. <u>Espacement maximal des armatures transversales</u> : (BAEL 99 / Art. A.5.1 ,22)

$S_t^{max} \leq \min(0{,}9d ; 40\text{ cm}) = \min(69.3\text{ cm} ; 40\text{ cm}) = 40$ cm.

$S_{t\ max\ adopté} = 20\text{ cm} < S_t^{max} = 40\text{ cm}$…… **Condition est vérifiée**

g. <u>Délimitation de la zone nodale</u> :

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure **7.2 du RPA 2003** (Zone nodale) comme suit : **l'= 2.h**

Avec :

l : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où : $l = 2 \times 100 = 200$ cm.

h. <u>Armatures de peau</u> : (BAEL 99 / Art. A.8.3) [14]

Des armatures dénommées ''armatures de peau'' sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

D'où : **2HA 14** (A_{peau} =3.08 cm²)

VI.8.Calcul à l'ELS:

Sens YY (file C) :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	qs KN/m²	Q_m KN/ml	Σ Q_u KN/ml
7-8	E-D	3.40	3.75	0.90	Trapèze	1.241	127.25	157.91	**312.39**
	E-D	3.20	3.75	0.85	Trapèze	1.214		154.48	
6-7	D-C	3.40	3.45	0.98	Trapèze	1.155		146.97	**293.05**
	D-C	3.20	3.45	0.92	Trapèze	1.148		146.08	
7-8	C-B	3.40	3.50	0.97	Trapèze	1.166		148.37	**295.72**
	C-B	3.20	3.50	0.91	Trapèze	1.158		147.35	
6-7	B-A	3.40	3.75	0.90	Trapèze	1.241		157.91	**312.39**
	B-A	3.20	3.75	0.85	Trapèze	1.214		154.48	

Tableau VI.11 : Répartition des charges dans les nervures sens Y-Y

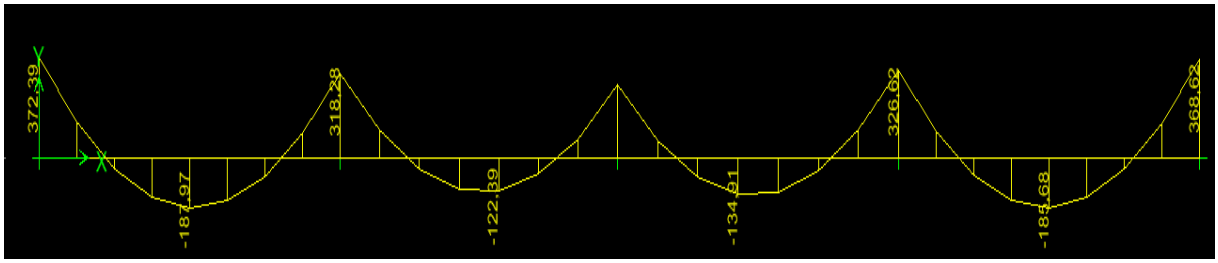


Fig VI.8 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

- **Sens XX (file 4) :**

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_u KN/m²	Q_m KN/ml
E-D	1-7	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132	127.25	144.07
E-D	7-6	3.20	3.75	0.85	Triangle	1.065		135.52
E-D	6-5	3.50	3.75	0.93	Triangle	1.165		148.24
E-D	5-4	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132		144.07
E-D	4-3	3.50	3.75	0.93	Triangle	1.165		148.24
E-D	3-2	3.20	3.75	0.85	Triangle	1.065		135.52
E-D	2-1	3.40	3.75	0.90	Triangle	1.132		144.07

Tableau VI.12 : Répartition des charges dans les nervures sens X-X

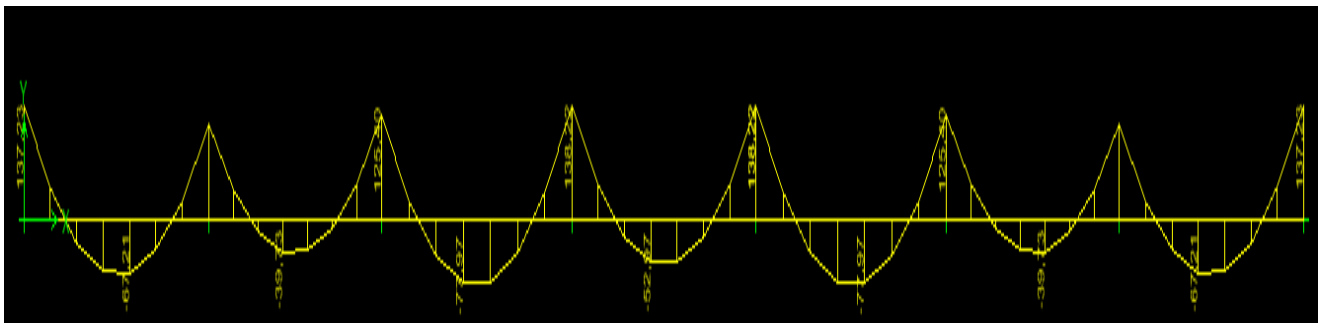


Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX)

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

1. **<u>Contraintes dans les aciers</u> :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = \min\left\{\frac{2}{3}400 \; ; \; 110\sqrt{1.6x2.1}\right\}$$

$$= min\{266.6 \; ; \; 201.63\} = 201.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

2. **<u>Contraintes dans le béton</u> :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 . A}{b . d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_{s[KN.m]}$	A [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPA]	σ_{bc} [MPA]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Obs.
Y-Y	En travée	372.30	31.41	0.407	0.902	36.02	170.65	4.73	201.63	15	C.V
	Aux appuis	-187.97	18.84	0.244	0.921	48.29	140.68	2.91			C.V
X-X	En travée	138.22	12.56	0.163	0.934	60.76	153.01	2.51			C.V
	Aux appuis	-67.21	8.04	0.104	0.946	77.6	114.76	1.47			C.V

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

CHAPITRE VII

ETUDE DU MUR PLAQUE

VII.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieur à 6m.
Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le $[\mathbf{Art\ 10.1.2}]$ $\mathbf{RPA99/version2003}$ est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

- ✓ Epaisseur : $e = 20\text{cm}$.
- ✓ Hauteur : $H = 4{,}08\text{cm}$.

VII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\boldsymbol{\sigma_H = K_0 . \sigma_V}$$

Avec :

$\boldsymbol{\sigma_H}$ **:** Contrainte horizontale.

$\boldsymbol{\sigma_V}$ **:** Contrainte verticale

$\mathbf{K_0}$ **:** Coefficient des poussées de terre au repos.

$$\mathbf{K_0 = \frac{1 - Sin\,\varphi}{cos\varphi}}$$

$\boldsymbol{\varphi}$: Angle de frottement interne.

VII.3.1 Caractéristiques du sol :

- Surcharges éventuelles : $\mathbf{q = 10KN/m^2}$
- Poids volumique des terres : $\boldsymbol{\gamma = 22KN/m^3}$
- Angle de frottement interne :$\boldsymbol{\varphi = 35°}$
- Cohésion : $\mathbf{C = 0}$

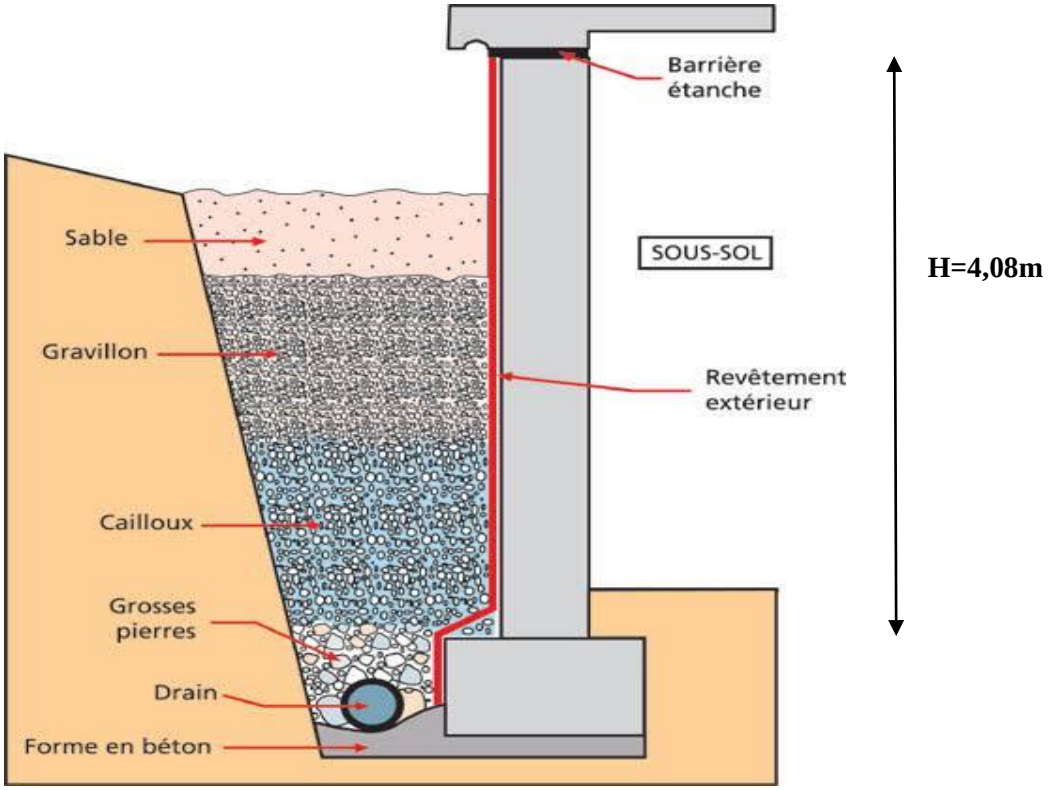


Fig VII.1 : Schéma du voile périphérique avec détail de drainage

VII.3.2. Calcul des sollicitations :

$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1-\sin 35}{\cos 35} = 0{,}5$ $\quad\quad$ $\mathbf{K_0 = 0,52}$

$$\boldsymbol{\sigma_V = q + \gamma . h}$$

- $\mathbf{0 \leq h \leq 4,08m}$

a. ELU :

$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0(1{,}35\,\gamma\,h + 1{,}5q)$

$h = 0m \rightarrow \sigma_H = 1{,}5 \times 10 \times 0{,}52 = 7{,}8KN/m^2$

$h = 4.08m \rightarrow \sigma_H = 0{,}52 \times (1{,}35 \times 22 \times 4{,}08 + 1{,}5 \times 10) = 70{,}81KN/m^2$

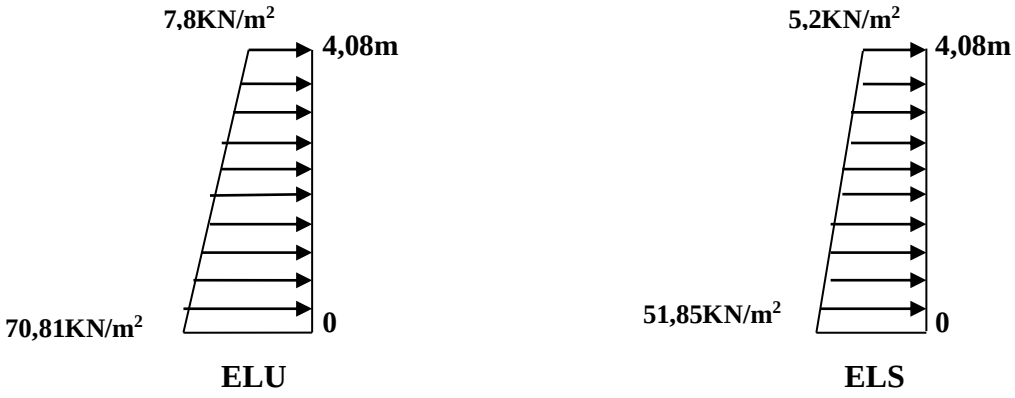
b. ELS :

$\sigma_H = K_0\ \sigma_V = K_0(\gamma\,h + q)$

$h = 0m \rightarrow \sigma_H = 0{,}52 \times 10 = 5{,}2KN/m^2$

$h = 4.08m \rightarrow \sigma_H = 0{,}52 \times (22 \times 4.08 + 10) = 51{,}87KN/m^2$

VII.3.3. Diagramme des contraintes :



FigVII.2 : Diagramme des contraintes

VII.3.4. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de [1m] :

- **ELU :**

$$q_u = \frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 70{,}81 + 7.8}{4} \times 1m = 50{,}05KN/ml$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 51{,}85 + 5.2}{4} \times 1m = 40{,}18KN/ml$$

VII.4. Ferraillage du mur plaque :

a. Méthode de calcul :

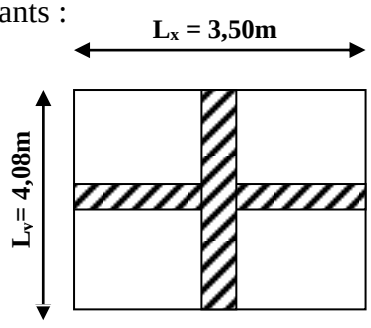
Le mur plaque sera calculé comme un panneau de dalle encastré sur 4 cotés.

b. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 (appui de rive)
  - 0,5 (autre appui)



c. Identification des panneaux :

$l_x = 3{,}50\text{m}$

$l_y = 4{,}08\text{m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}85$

$0{,}4 < \rho = 0{,}85 < 1 \longrightarrow$ Le panneau travaille dans les 2 sens.

d. Calcul des moments isostatiques :

- **ELU : $\nu = 0$**

$$\boldsymbol{\rho = 0{,}85} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0509 \\ \mu_y = 0{,}685 \end{cases}$$

$M_{0x} = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0{,}0509 \times 50{,}05 \times (3{,}50)^2 = 31{,}21\ \text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0{,}685 \times 31{,}21 = 21{,}38\ \text{KN.m}$

e. Correction des moments :

$M_a = 0{,}5 \times 31{,}21 = 15{,}60\ \text{KN.m}$

$M_t = 0{,}75 \times 31{,}21 = 23{,}41\ \text{KN.m}$

f. Ferraillage :

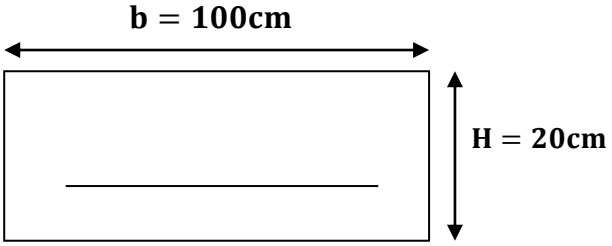


Fig VII.3 : La section du mur à ferrailler

Calcul du ferraillage :

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$ avec : $f_{bu} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2\ \text{MPa}$

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ \text{MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	M_u [KN.m]	μ	μ_l	Section	β	A [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	Ferraillage	S_t [cm]
Appui	15,60	0,035	0,392	SSA	0 ,982	2,60	3,92	**5HA10**	20
Travée	23,41	0,053	0,392	SSA	0,972	3,95	5,65	**5HA12**	20

Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque

g. Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0{,}001.\,\mathrm{b.h} = 0{,}001 \times 100 \times 20 = 2\ \mathrm{cm}^2$
  - **Aux appuis :**

$\mathbf{A_{x\ Adoptée}} = 3{,}92\ \mathrm{cm}^2 \quad > \mathbf{A_{min}} = 2\ \mathrm{cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

  - **En travées :**

$\mathbf{A_{x\ Adoptée}} = 3{,}92\ \mathrm{cm}^2 \quad > \mathbf{A_{min}} = 2\ \mathrm{cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- Les deux nappes sont reliées par des épingles$/\mathrm{m}^2$ enHA8.

VII.5. Vérification à l'ELS :

- **ELS :** $\boldsymbol{\nu = 0{,}2}$

$$\boldsymbol{\rho = 0{,}85} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0579 \\ \mu_y = 0{,}778 \end{cases}$$

$\mathrm{M}_{0x} = \mu_x.q_s.l_x^2 = 0{,}0579 \times 40{,}18 \times (3{,}50)^2 = 28{,}50\ \mathrm{KN.m}$

$\mathrm{M}_{0y} = \mu_y.\mathrm{M}_{0x} = 0{,}778 \times 28{,}50 = 22{,}17\ \mathrm{KN.m}$

a. Correction des moments :

$\mathrm{M}_a = 0{,}5 \times 28{,}50 = 14{,}25\ \mathrm{KN.m}$

$\mathrm{M}_t = 0{,}75 \times 28{,}50 = 21{,}37\ \mathrm{KN.m}$

b. Vérification des contraintes :

- **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ \mathrm{MPa}$

Avec : $\sigma_b = K.\sigma_{st}$

$\rho_1 = \frac{100.\mathrm{A_a}}{\mathrm{b.d}} \qquad \sigma_{\mathrm{st}} = \frac{\mathrm{M_a}}{A.\beta_1.\mathrm{d}}$

- **Dans les aciers :**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$ avec : $\eta = 1{,}6$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\} = 201{,}63\ \mathrm{MPa}$

Zone	A_s [cm^2]	M_s [KN. m]	ρ_1	β	K	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs
Appuis	3,92	14,25	0,178	0,931	0,017	0,60	15	C.V	35,49	201,63	C.V
Travée	5,65	21,37	0,256	0,919	0,021	0,78	15	C.V	37,41	201,63	C.V

Tableau VII.2: Vérification des contraintes à l'ELS

c. <u>Vérification de la flèche</u> :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les deux conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20\,M_0} \quad ; \quad \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale **; $h = 20$ cm**

L_x : Portée entre nus d'appuis.

M_t : Moment max à l'ELS **; $M_t = 21,37$ KN. m**

M_0: Moment max de la travée isostatique.

$M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{40,18\times(3,5)^2}{8} = 61,52$ KN. m

A_{st} : Section des armatures; **$A_{st} = 5,65\ cm^2$**

b : Largeur de la section **; $b = 100$ cm**

d : Hauteur utile de la section droite **; $d = 17,5$ cm**

$\frac{0,2}{4,08} = 0,049 > \frac{21,37}{20\times61,52} = 0,017$ ⇒ **Condition vérifiée**

$\frac{5,65}{100\times17,5} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,010$ ⇒ **Condition vérifiée**

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VII.6. <u>Conclusion</u>:

- L'épaisseur de mur plaque est de 20cm.
- Le ferraillage du mur plaque est comme suit :

Aux appuis : 5HA10 avec un espacement de **20cm**.

En travée : 5HA12 avec un espacement de **20cm**.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ETABS** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

La connaissance théorique reste nécessaire mais loin d'être suffisante, car il faut tenir de sa concordance avec le côté pratique.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

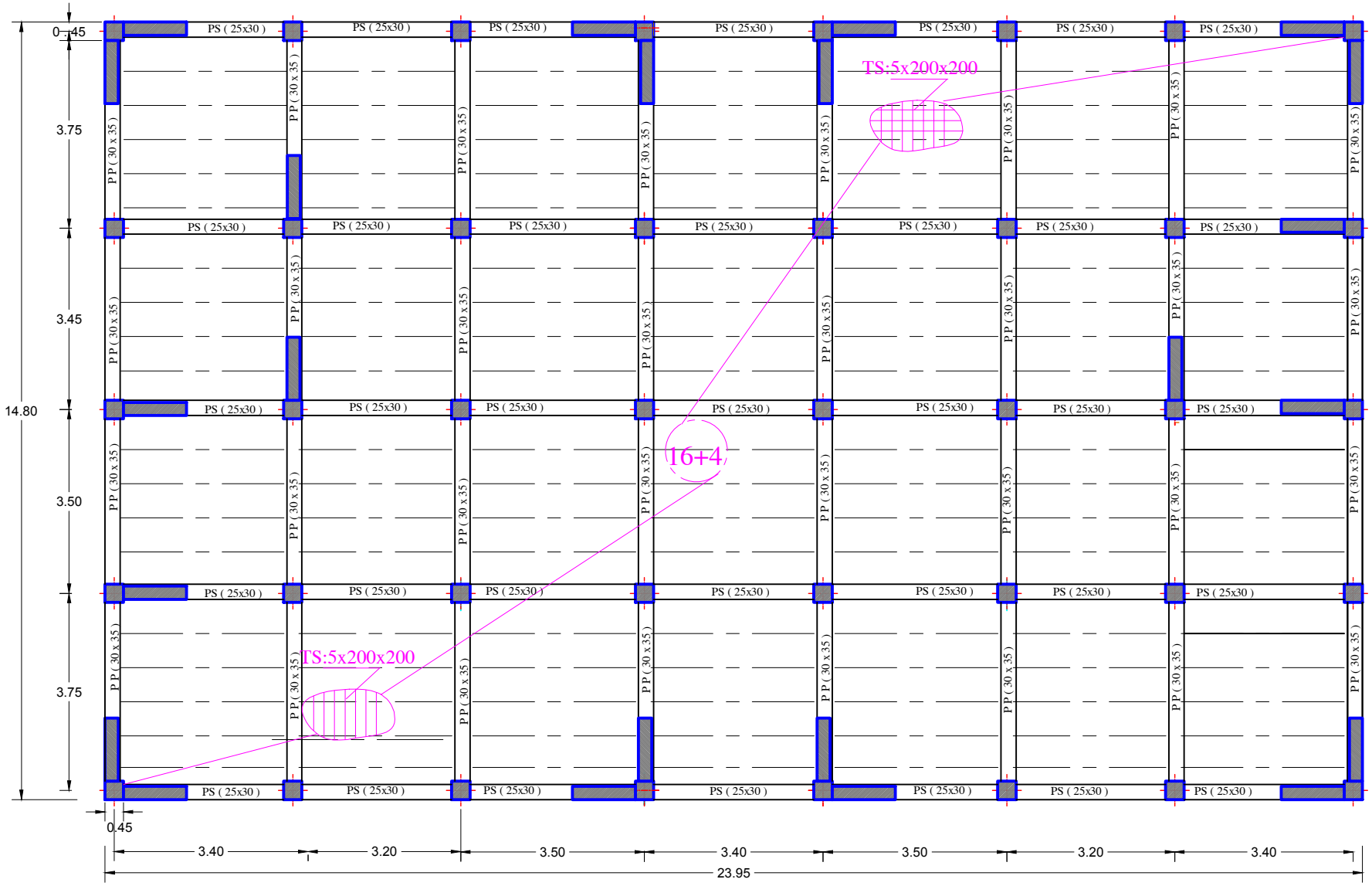
- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ✓ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels *:*

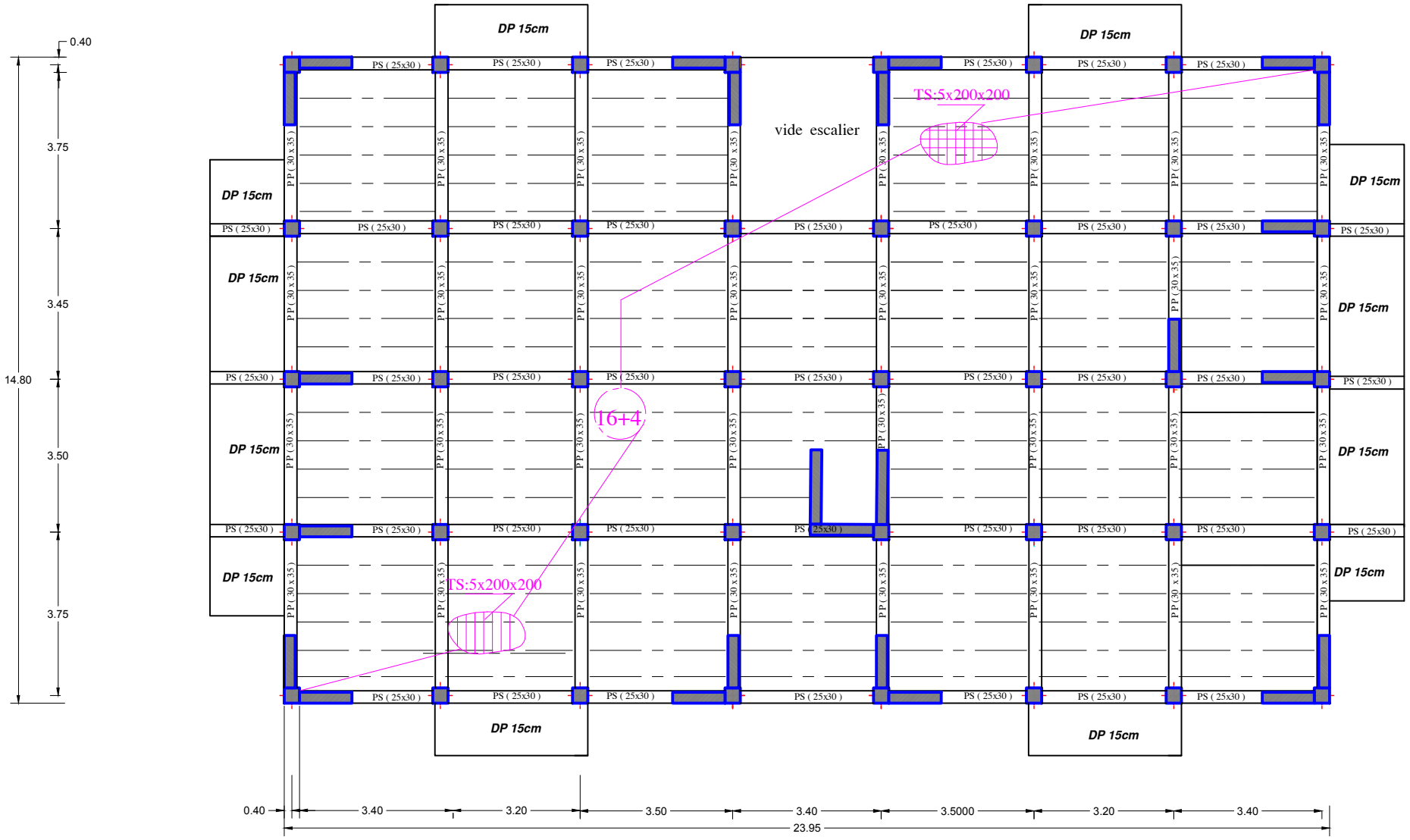
- ✓ Logiciel ETABS V7.9.
- ✓ Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- ✓ EXCEL 2010
- ✓ WORD 2010
- ✓ AUTOCAD 2017

Ouvrage :

- ✓ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé Albert FUENTES.
- ✓ Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.
- ✓ Les abaques de PIGEAUD.
- ✓ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ✓ Mémoire de fin d'études des promotions précédent

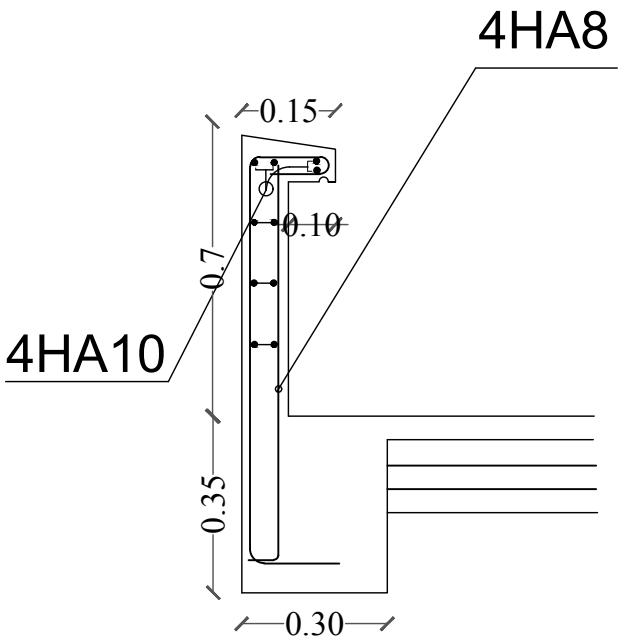


PLAN DE COFFRAGE S/SOL (GARAGES)

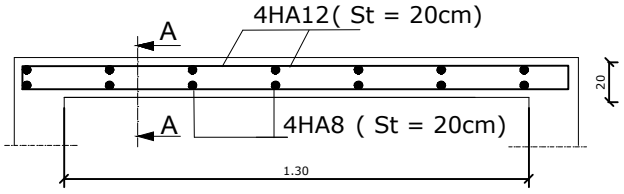


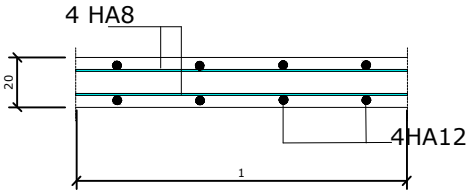
PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT

Ferraillage de l'acrotere



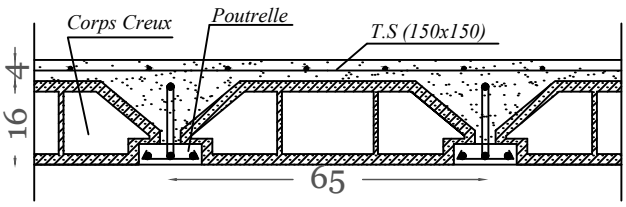
Ferraillagedu plancher en dalle pleine

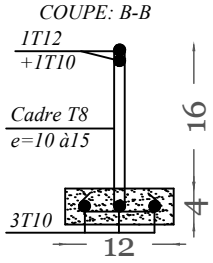


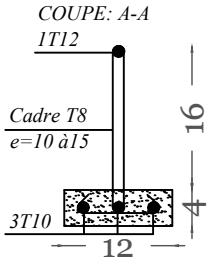


Coupe A-A

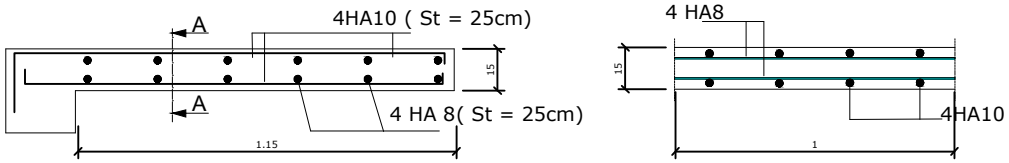
Ferraillage du plancher en corps creux



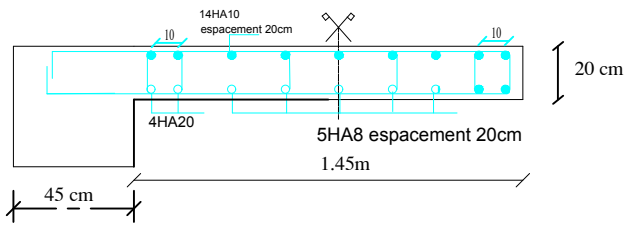




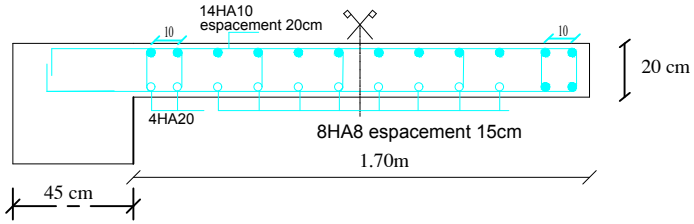
Ferraillage des balcons



Coupe A-A

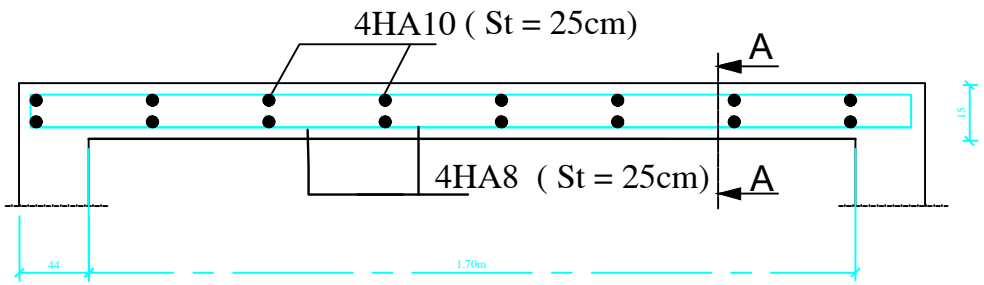


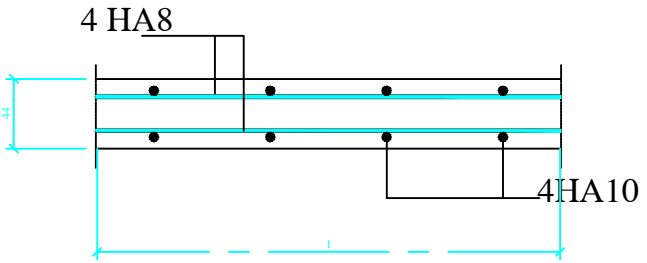
VL2 : Salle machine



VT2 : Salle machine

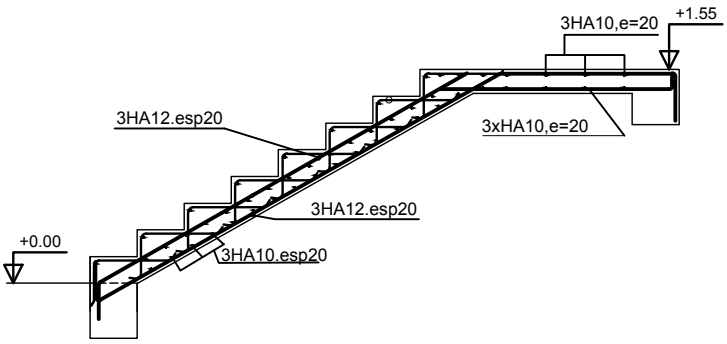
Ferraillage dalle salle machine



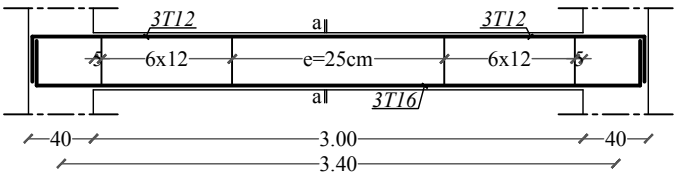


Coupe A-A

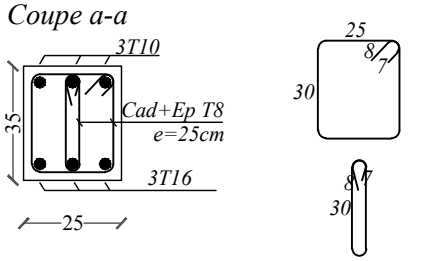
FERRAILLAGE DES ESCALIES

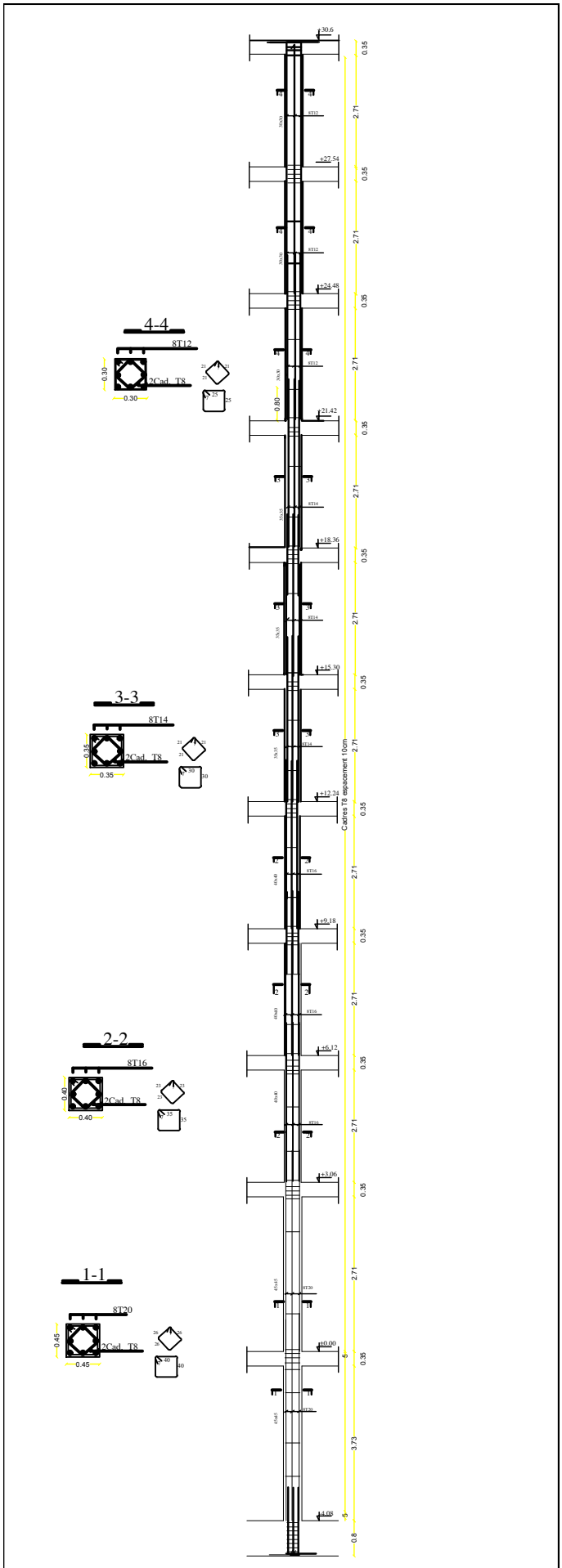


la poutre paliere :



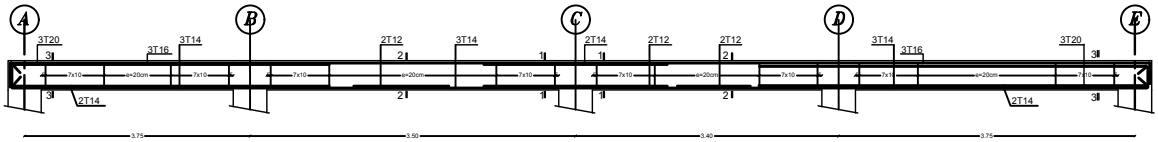
Coupe a-a

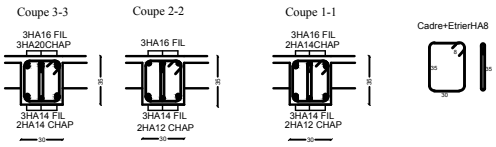




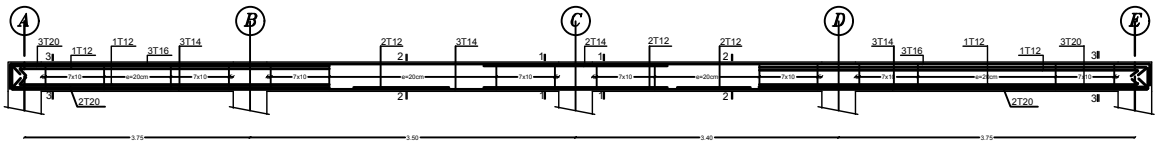
Ferraillage des poteaux

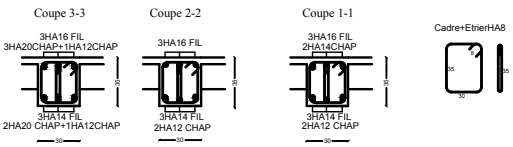
PP(30x35): ZONE IV (7ème au 9ème étage)



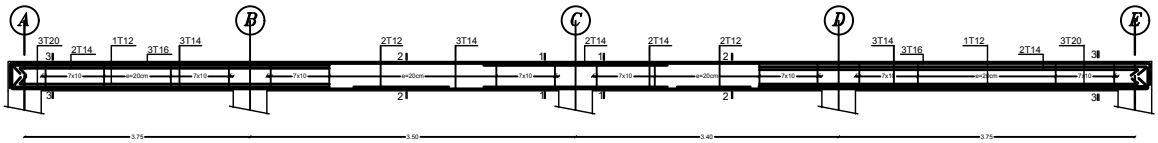


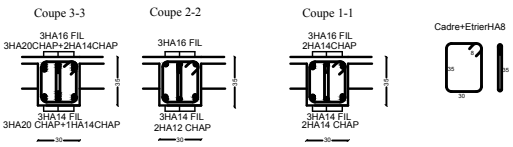
PP(30x35): ZONE III (4ème au 6ème étage)



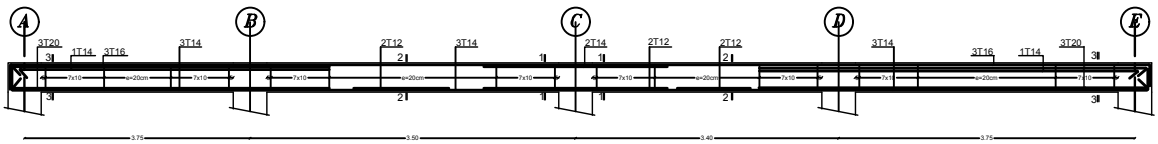


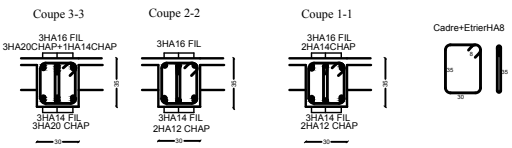
PP(30x35): ZONE II (1ère au 3ème étage)





PP(30x35): ZONE I (sous sol et RDC)





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

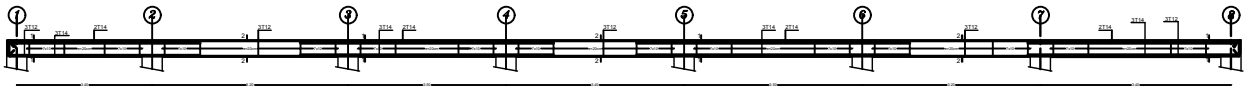
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

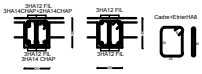
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :AIT AMRANE THANINA Melle : TAHI FAHIMA	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL.A	PROMOTION 2019/2020 | ECHELLE: 1/50

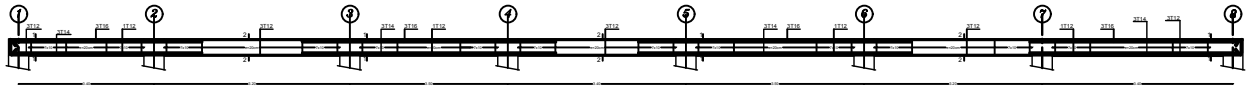
PP(25x30): ZONE IV (7ème au 9ème étage)



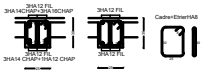
Coupe 1-1 Coupe 2-2



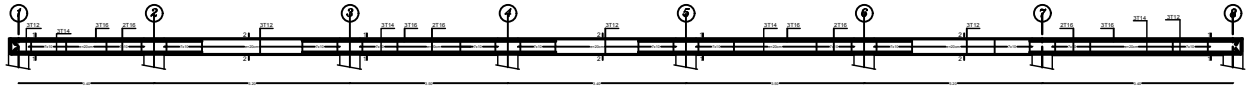
PS(25x30): ZONE III (4ème au 6ème étage)



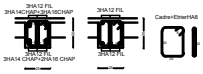
Coupe 1-1 Coupe 2-2



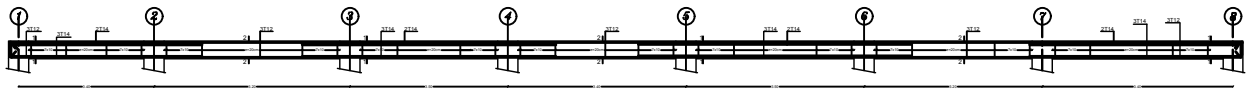
PS(25x30): ZONE II (1ère au 3ème étage)



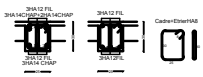
Coupe 1-1 Coupe 2-2



PS(25x30): ZONE I (sous sol et RDC)



Coupe 1-1 Coupe 2-2



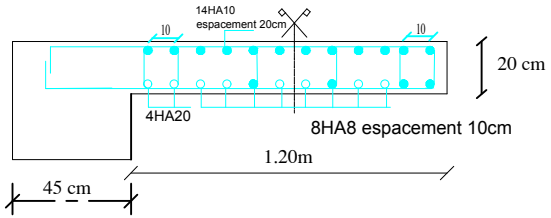
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

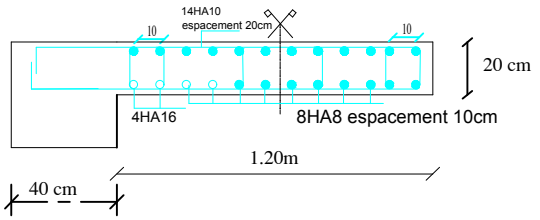
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

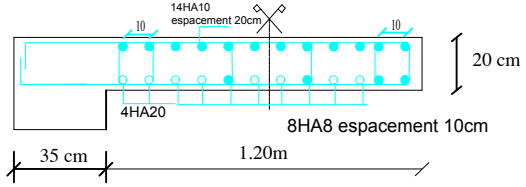
ETUDIE PAR : Melle :AIT AMRANE THANINA Melle : TAHI FAHIMA	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL A	PROMOTION 2019/2020 | ECHELLE: 1/50



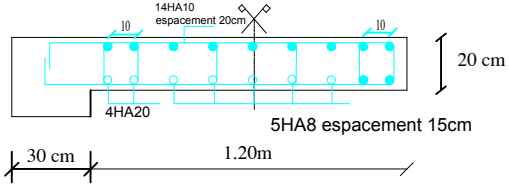
VT1 zone I : Sous sol , RDC



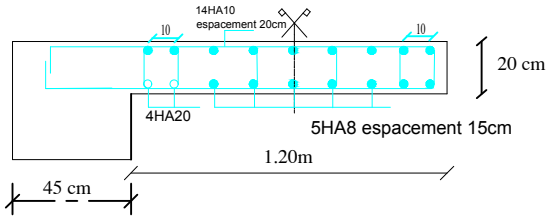
VT1 zone II : 1er , 2eme et 3eme étage



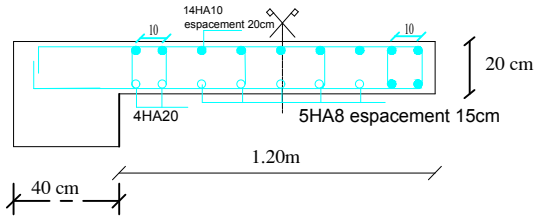
VT1 zone III : 4eme , 5eme et 6eme étage



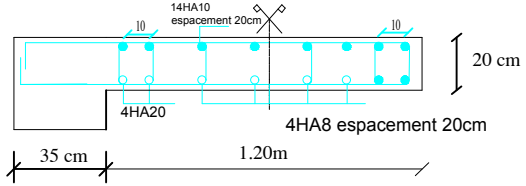
VT1 zone IV : 7eme , 8eme et 9eme étage



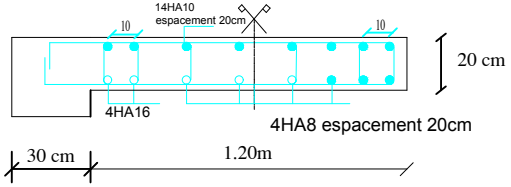
VL1 zone I : Sous sol , RDC



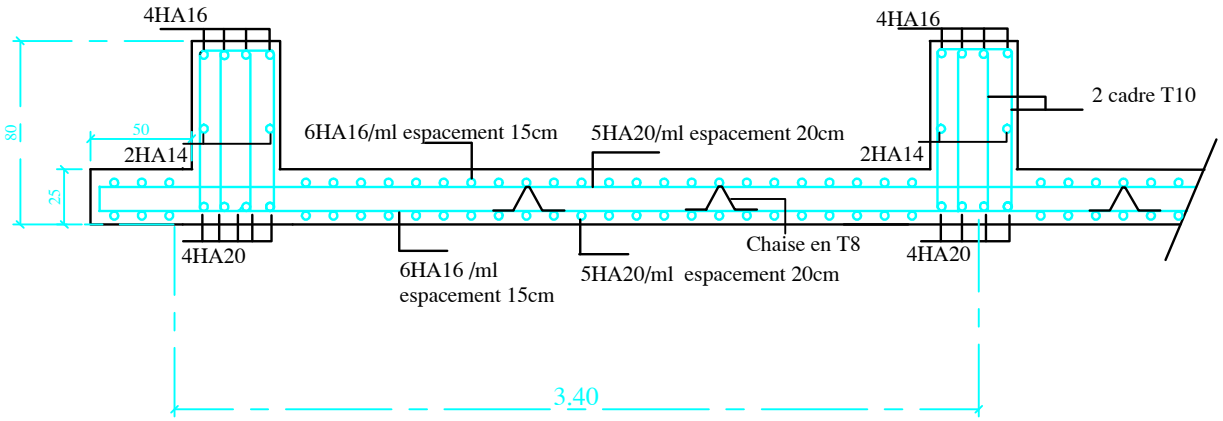
VL1 zone II : 1er , 2eme et 3eme étage



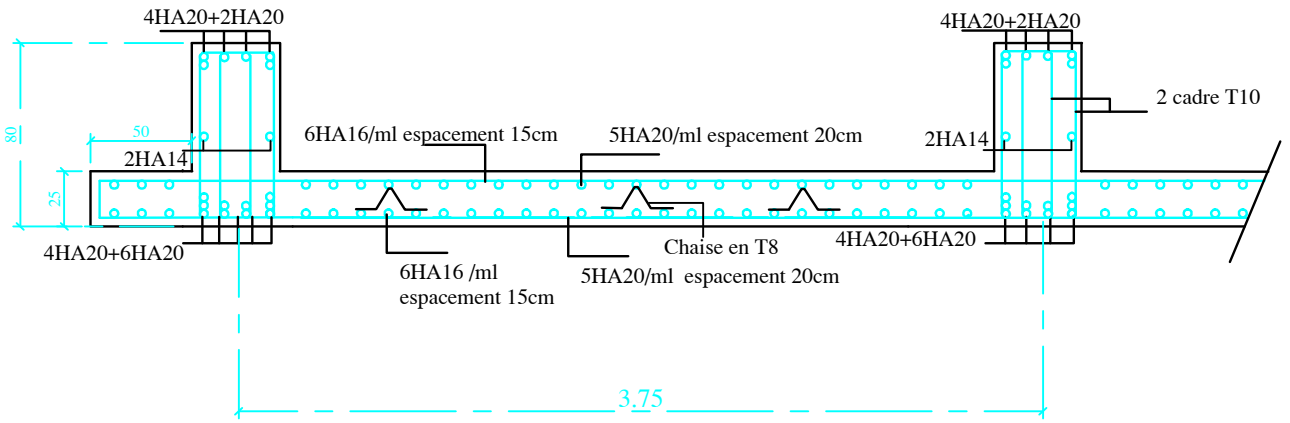
VL1 zone III : 4eme , 5eme et 6eme étage



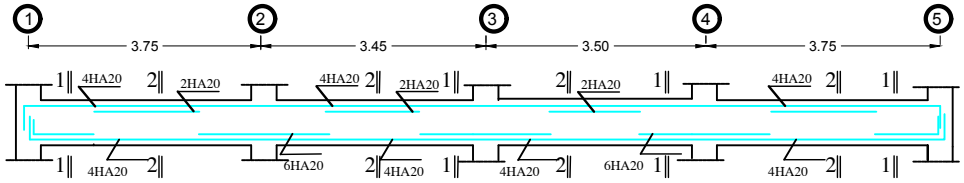
VL1 zone IV : 7eme , 8eme et 9eme étage

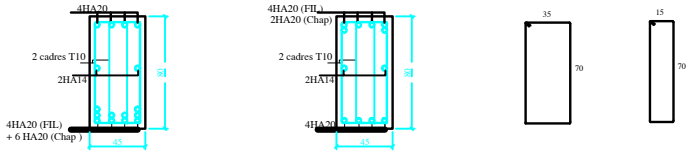


Ferraillage du radier dans le sens XX



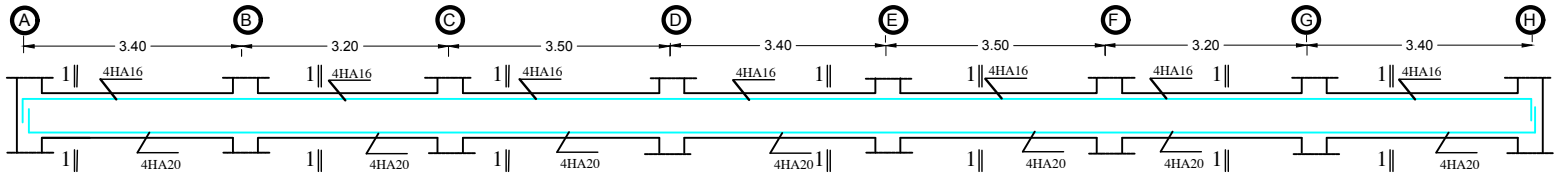
Ferraillage du radier dans le sens YY

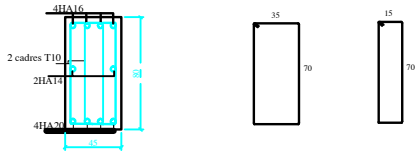




Coupe 1 - 1 Coupe 2 - 2

Nervures sens transversal

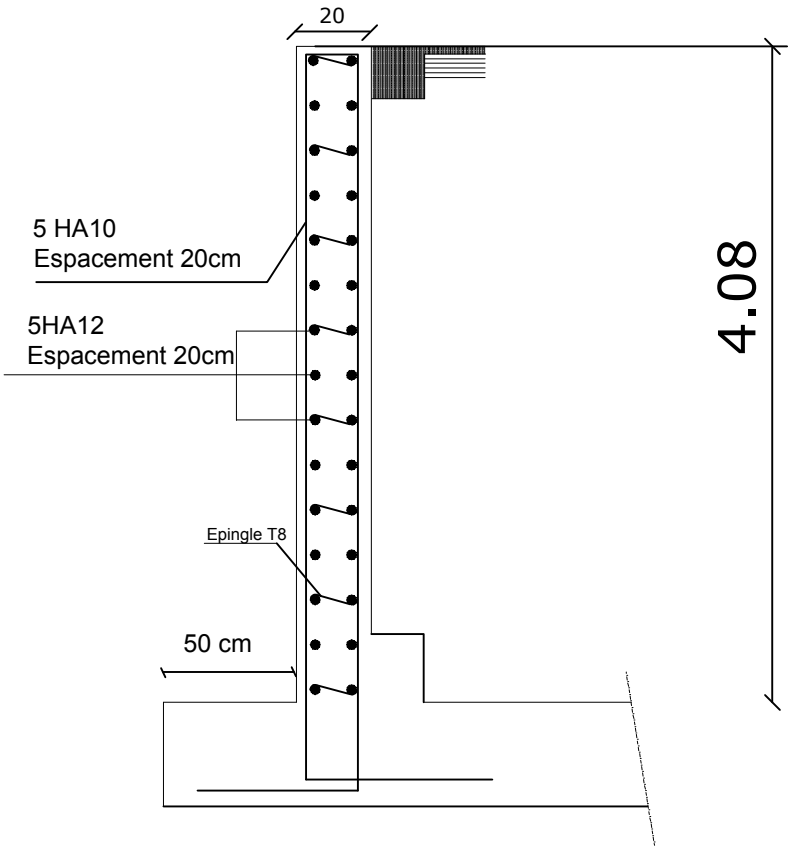




Coupe 1 - 1

Nervures sens longitudinal

Ferraillage de mur plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Melle :AIT AMRANE THANINA Melle : TAHI FAHIMA	TITRE : FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE
DIRIGE PAR : Mr : KAHIL.A	PROMOTION 2019/2020 | ECHELLE: 1/50