

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département Génie Civil et Hydraulique



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Thème :

ÉTUDE D'UN CENTRE MULTIFONCTIONNEL  
SOUS-SOL+ENTRE-SOL+ RDC+10 ETAGES A  
CONTREVENTEMENT MIXTE

Réalisé par :

- REMMOUCHE Meriem
- LAHOULOU Aya

Encadré par :

- M<sup>r</sup>. CHAKER Dris

Promotion 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif.*

*Au terme de ce travail, nous tiens à exprimer nos profonde gratitude à notre cher encadrant Mr CHAKER Dris pour son suivi et pour son énorme soutien, qu'il n'a cessé de nous prodiguer tout au long de la période du projet.*

*On 'adressé aussi nos vifs remerciements aux membres des jurys pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.*

*Nous ne laisserai pas cette occasion passer, sans remercier tous les enseignants de la faculté de génie civil, et particulièrement ceux de la section Structure pour leur aide et leurs précieux conseils et pour l'intérêt qu'ils portent à notre formation.*

*Enfin, nos remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet.*



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir ce travail*

*A mes très chers parents*

*Pour leur indéfectible soutien, leur amour inconditionnel et leurs encouragements durant toutes ces années : je leur témoigne tout mon respect et mon affection, car sans eux je ne serai parvenu à rien, que dieu vous garde, merci mes parents.*

*A mes sœurs Kenza Khadidja et Sirin*

*A Mes frères : Bachir et Mahmoud et Baha eddin*

*A ma collègue Aya et sa famille*

*A tous mes amis chacun par son nom*

*A tous mes enseignants*

*A toute la promotion 2020*

*Et en dernier, a toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.*

*Meriem*



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir ce travail*

*A ma très chère mère Ilham*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*A ma grand-mère, mes oncles et mes tantes.*

*Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.*

*A mes chers Lina, Islam, Oussama, Ahlam,  
Mohammed Ali et Noussa.*

*Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.*

*Sans oublier mon binôme Meriem pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.*

*A tous mes amis chacun par son nom.*

*A tous mes enseignants.*

*A toute la promotion 2020.*

*A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.*

*Aya*



A rectangular hole is torn in a grey wall, revealing a white surface behind it. The word "Résumé" is written in a bold, italicized, black serif font in the center of the white area.

***Résumé***

## Résumé :

Ce projet présente une étude d'un centre multifonctionnel (Sous-sol + entre sol + RDC + 10<sup>ème</sup> étage) à usage d'habitation et commerciale. Il est implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique **IIa** selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/Version 2003**). Cet ouvrage est une structure en portiques contreventé par voiles.

Le pré-dimensionnement et le ferrailage des éléments de la structure a été fait conformément à partir les règlements et les lois utilisant en Algérie selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/Version 2003**) et de calcul des structures en béton armée (**CBA93**).

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, Contreventement mixte, Etude dynamique, Modélisation

## Abstract:

This project presents a study of a multifunctional center (Basement + between ground + Ground floor + 10th floor) for residential and commercial use. It is located in the wilaya of MILA. This region is classified in seismic zone IIa according to the Algerian Parasismic Regulations (**RPA99 / Version 2003**). This work is a gantry structure braced by sails.

The pre-dimensioning and reinforcement of the elements of structure was made in accordance with the regulations and laws using in Algeria according to the Algerian earthquake regulation (**RPA99/Version 2003**) and calculation of reinforced concrete structures (**CBA93**).

**Tags:** Building, Reinforced concrete, mixed brace, Dynamic study, modeling.

## ملخص:

هذا المشروع يقدم دراسة لمركز متعدد الوظائف (طابق سفلي + طابق بين الأرض + طابق أرضي + عشرة طوابق) للاستغلال السكني والخدمي. يقع في ولاية ميلية. هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب تصنيف القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (**RPA99/Version 2003**). هذا المنشأ هو عبارة عن بنية بواسطة العارضات والأعمدة.

قياس وتسليح مختلف عناصر البناية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (**RPA99/Version 2003**) و حساب الهياكل الخرسانية المسلحة (**CBA93**).

**الكلمات المفتاحية:** العمارة، الخرسانة المسلحة، الهيكلة المزدوجة، التمدجة، الدراسة الديناميكية.



***Notation***

## Majuscules Romaines

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du l'âge de j jours

$E_{vj}$  : Module de déformation différé du l'âge de j jours

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation longitudinal béton.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

**ELU** : Etat limite ultime

**ELS** : Etat limite de service

$M_u$  : Moment a' l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment de calcul a' l'état limite de service.

$M_0$  : Moment isostatique

$M_{0x}$  ,  $M_{0y}$  : Moment isostatique dans les deux sens x et y .

$M_a$  : Moment sur appui

$M_t$  : Moment en travée.

$N$  : effort normal.

$N_u$  : effort normal ultime.

$N_{ser}$  : effort normal service.

$B$  : Aire d'une section de béton

$B_r$  : Section réduite du poteau

$I$  : moment d'inertie.

$C_p$  : Facteur de force horizontale

$T, V$  : effort tranchant.

$L$  : longueur ou portée.

$A_s$  : section d'armature comprimée

$A_s$  : section d'armature tendue

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales.

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**R** : Coefficient de comportement

**C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction du système de contreventement

**P<sub>q</sub>** : la pénalité

**F** : force ou action générale.

**D** : Coefficient dynamique

**W** : Poids

**C** : Cohésion du sol

**K<sub>a</sub>** : Coefficient de poussée de terre

### **Minuscules Romaines**

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

**f<sub>tj</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours

**f<sub>c28</sub>** et **f<sub>t28</sub>** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte ultime du béton en compression

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**i** : le rayon de giration

**j** : nombre des jours

**l<sub>f</sub>** : La longueur de flambement

**f** : la flèche totale

**e<sub>0</sub>** : excentricité

**e<sub>tot</sub>** : excentricité totale

**h<sub>e</sub>** , **l<sub>0</sub>** : hauteur d'étage

**h** : hauteur de section

**d** : Hauteur utile

**k** : coeficient

### Majuscules ou Minuscules GRECQUES :

$\nu$ : Coefficient de poisson.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton

$\theta$ : Coefficient sans dimension.

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

$\overline{\tau_u}$  : Contrainte tangentielle admissible.

$\sigma$ : Contrainte normale général.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma_{bc}}$ : Contrainte limite du béton comprimé à ELS.

$\overline{\sigma_{st}}$ : Contrainte limite des aciers tendue à ELS.

$\epsilon_s$ : Déformation de l'acier.

$\epsilon_{bc}$ : Raccourcissement relatif du béton.

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\eta$ : Coefficient de fissuration relative a une armature.

$\alpha$ : Angle en général, coefficient

$\lambda$ : Élancement.

$\emptyset$  : Diamètre d'une barre d'acier

$\varphi$  : Angle de frottement interne

$\gamma$  : Poids volumique du remblai

A rectangular hole is torn in a grey wall. The edges of the hole are jagged and uneven, showing the texture of the wall. The word "Sommaire" is written in a bold, black, italicized serif font in the center of the opening. The lighting is soft, casting a slight shadow on the wall around the hole.

***Sommaire***

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

## **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

<b>I.1.Introduction</b> : .....	3
<b>I.2.Présentation du projet</b> :.....	3
I.2.1.Définition de l'ouvrage : .....	3
I.2.2.Présentation architecturale :.....	4
I.2.3 Règlements et normes utilisées :.....	4
I.2.4 Conception de la structure :.....	5
I.2.5.Les données du site : .....	6
<b>I.3.Caractéristiques des matériaux</b> :.....	6
I.3.1.Introduction :.....	6
I.3.2.Béton :.....	6
I.3.2.1. Définition:.....	6
I.3.2.2.Dosage du béton :.....	7
I.3.2.3.Caractéristiques mécanique du béton :.....	7
a. Résistance à la compression :.....	7
b. Résistance à la traction :.....	8
c. Déformation longitudinale du béton : .....	8
d. Coefficient de poisson : .....	9
I.3.2.4.Contrainte limite de béton :.....	9
a. Etat limite ultime (ELU) : .....	9
b. Etat limite service (ELS): .....	10
I.3.3.Acier :.....	11
I.3.3.1.Caractéristiques mécanique de l'acier :.....	11
I.3.3.2.Contraintes limites de l'acier :.....	12

a. Etat limite ultime (ELU) :	12
b. Etat limite de service (ELS):	13
I.3.4.Définition des états- limites :	14
I.3.4.1.Etat limite ultime ELU :	14
a. Hypothèses de calcul :	14
I.3.4.2.Etats limites de service ELS :	15
a. Hypothèses de calcul :	16
I.3.5.Actions et sollicitation :	16
I.3.5.1.Actions :	16
a. Les actions permanentes :	16
b. Les actions variable :	16
c. Les actions accidentelles :	16
I.3.5.2.Sollicitations :	16

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente des charges**

<b>II.1.</b> Introduction :	18
<b>II.2.</b> Pré dimensionnement :	18
II.2.1. Les planchers :	18
II.2.1.1.Plancher a corps creux:	18
a. Pré dimensionnement des poutrelle :	19
II.2.1.2.Plancher dalle plein :	20
a. Type 1:	21
b. Type 2:	22
c. Pour une dalle décorative:	22
II.2.2. Les balcons :	23
II.2.3. Escaliers :	23
II.2.3.1..Définition :	23

II.2.3.2.Composition d'un escalier : .....	23
II.2.3.3..Dimensionnement d'escalier : .....	24
a. RDC jusqu'à 3 <sup>ème</sup> étage: .....	24
b. 4 <sup>ème</sup> : jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage: .....	25
II.2.4. Les voiles : .....	26
II.2.4.1..Définition : .....	26
II.2.4.2..Pré dimensionnement : .....	27
a. Type 1: .....	27
b. Type 2: .....	27
c. Type 3:Pour la cage d'ascenseur .....	27
II.2.5. Les poutres : .....	28
II.2.5.1..Définition : .....	28
a. Les poutres principales: .....	28
b. Les poutres secondaires (Chaînage): .....	28
II.2.5.2..Pré dimensionnement : .....	28
a. Les poutres principales: .....	29
b. Les poutres secondaires: .....	29
II.2.6. Les poteaux : .....	30
<b>II.3.Evaluation des charge et surcharges : .....</b>	<b>32</b>
<b>II.4.Descente des charges .....</b>	<b>38</b>
II.4.1.Poteau intermédiaire "5-E" .....	38
II.4.2.Poteau centrale "5-D" .....	45
II.4.3.Poteau de rive "1-E" .....	53
II.4.4.Poteau intermédiaire "1-D" .....	57

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

<b>III.1.Introduction:.....</b>	<b>62</b>
---------------------------------	-----------

<b>III.2.</b> Acrotère : .....	62
III.2.1.Introduction : .....	62
III.2.2.Dimensionnement : .....	62
III.2.3.Etude de l'acrotère : .....	63
III.2.3.1. Evaluation des charges : .....	63
a. Détermination de l'effort due au séisme : .....	63
III.2.3.2.Calcul des sollicitations : .....	63
a. ELU : .....	64
b. ELS : .....	64
III.2.3.3.La position de centre de pression : .....	64
a. Vérification de flambement : .....	65
b. Sollicitation majorées " $\delta_f$ ": .....	65
III.2.3.4.Calcul le ferrailage : .....	66
a. La position de centre de pression : .....	66
b. Calcul la flexion simple : .....	66
c. Vérification des contraintes : .....	67
d. Vérification de cisaillement : .....	68
f. Espacement max : .....	68
III.2.3.5.Schéma de ferrailage : .....	69
<b>III.3.</b> les plancher.....	70
III.3.1.Plancher corps creux : .....	70
III.3.1.1Calcul des poutrelles : .....	70
a. Méthode de calcul : .....	70
b. Choix de la méthode : .....	73
c. Calcul le ferrailage : .....	93
III.3.1.2.La dalle de compression : .....	115

III.3.2..Dalle pleine :.....	116
III.3.2.1.Introduction :.....	116
III.3.2.2.Type 1:.....	116
a. Méthode de calcul les sollicitations :.....	117
b. Calcul le ferrailage :.....	117
III.3.2.3.Type 2 :.....	124
a. Evaluation des charges :.....	124
b. Calcul des sollicitations :.....	124
c. Ferrailage :.....	126
III.3.2.4.Type 3 :Dalle décorative.....	129
a. Evaluation des charges :.....	129
b. Calcul des sollicitations :.....	129
c. Ferrailage :.....	131
<b>III.4.Les balcons :.....</b>	<b>134</b>
III.4.1.Etude des balcons :.....	134
III.4.1.1.Evaluation des charges :.....	134
III.4.1.2.Calcul des sollicitations :.....	135
a. Données générales :.....	135
b. Liaisons :.....	135
c. Les sollicitations :.....	135
III.4.1.3. Ferrailage :.....	137
III.4.1.4.Schéma de ferrailage:.....	139
<b>III.5.Les escaliers :.....</b>	<b>140</b>
III.5.1.Introduction :.....	140
III.5.2.Etude d'escaliers :.....	140
III.5.2.2.Escalier" RDC à 3 <sup>ème</sup> étage" :.....	140

a. 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée :	140
b. 2 <sup>ème</sup> volée :	144
c. Schéma de ferrailage :	149
III.5.2.3.Escalier " 4 <sup>ème</sup> jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage " :	150
a. 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée :	150
b. 2 <sup>ème</sup> volée :	154
c. Schéma de ferrailage :	159
III.5.3.Etude du voile d'escalier :	160
III.5.3.1.Méthode de calcul :	160
III.5.3.2.Calcul le moment fléchissant :	161
III.5.3.3.Calcul de l'effort normal :	161
a. Les surfaces afférentes :	161
b. Les charges permanentes :	161
c. Les charges d'exploitations :	162
III.5.3.4. Calcul le ferrailage :	164
III.5.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :	164
III.5.3.6. Calcul de ferrailage horizontal :	165
III.5.3.7. Schéma de ferrailage :	165

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1.Introduction :	166
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :	166
IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul:	166
IV.3.1. Méthode statique équivalente :	166
IV.3.1.1. Principe:	166
IV.3.1.2. Modélisation:	167
IV.3.1.3. Domaine d'application:	167

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :.....	168
IV.3.2.1. Principe :.....	168
IV.3.2.2. Modélisation:.....	168
IV.3.2.3. Domaine d'application:.....	168
IV.3. 3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :.....	169
<b>IV.4. Choix de la méthode de calcul :.....</b>	<b>169</b>
<b>IV.5. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :.....</b>	<b>169</b>
IV.5.1. La classification des zones sismiques :.....	169
IV.5.2. La classification des ouvrages selon leur importance :.....	169
IV.5.3. La classification des sites:.....	170
IV.5.4. La classification des systèmes de contreventement :.....	170
IV.5.5. Classification de l'ouvrage selon leur configuration :.....	171
IV.5.5.1. Règularité en plan : .....	171
IV.5.5.2. Règularité en élvation : .....	171
IV.5.6. Facteur de qualité :.....	172
IV.5.7. Période associées à la catégorie du site $T_1$ et $T_2$ :.....	172
IV.5.8. Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :.....	173
<b>IV.6. La modélisation de la structure :.....</b>	<b>173</b>
IV.6.1. Présentation du logiciel ETABS9.7.0:.....	173
IV.6.2. Pourquoi l'ETABS :.....	173
IV.6.3. Démarches de modélisation de notre structure :.....	174
IV.6.3.1. Etapes de modélisation :.....	174
IV.6.3.2. Définition de la masse sismique :.....	174
IV.6.3.3. Présentation de la vue en 3D :.....	175
<b>IV.7. L'analyse :.....</b>	<b>175</b>
IV.7.1. Analyse dynamique :.....	175

IV.7.2. Analyse modale :.....	176
IV.7.2.1. Spectre de réponse de calcul : .....	176
IV.7.2.2. Les combinaisons d'actions : .....	177
IV.7.2.3. Nombre de mode à considérer : .....	177
IV.7.2.4. Période fondamentale théorique : .....	177
IV.7.2.5. Disposition des voiles : .....	178
a. Cas 1 : Modèle initiale (sans voile) : .....	178
b. Cas 2 : La proposition du voile : (variant1).....	180
c. Cas 3 : La proposition du voile : (variant2).....	182
d. Cas 4 : La proposition du voile : (variant3).....	185
<b>IV.8. Poids totale de la structure : .....</b>	<b>188</b>
<b>IV.9. Vérification réglementaire : .....</b>	<b>189</b>
IV.9.1. Caractéristique géométrique et massique de la section : .....	189
IV.9.1.1. Centre de masse : .....	189
IV.9.1.2. Centre de rigidité ( de torsion) : .....	189
IV.9.2. Calcul de l'excentricité : .....	189
IV.9.2.1. L'excentricité théorique : .....	189
IV.9.2.2. L'excentricité accidentelle : .....	189
<b>IV.10. Justification de l'intersection "portique-voile" : .....</b>	<b>190</b>
<b>IV.11. Vérification de l'effort sismique : .....</b>	<b>191</b>
IV.11.1. Calcul de la résultante des forces sismiques « VS » : .....	192
IV.11.1.1. Calcul le coefficient dynamique : .....	192
<b>IV.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur : .....</b>	<b>192</b>
a. Sens X : .....	193
b. Sens Y : .....	194
<b>IV.13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur : .....</b>	<b>196</b>

a. Sens X :	196
b. Sens Y :	197
<b>IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :</b>	<b>199</b>
<b>IV.15. Justification vis-à-vis de l'effet P-<math>\Delta</math> :</b>	<b>202</b>
a. Sens X :	202
b. Sens Y :	203
<b>IV.16. Justification de la stabilité au renversement :</b>	<b>203</b>
<b>IV.17. Vérification de l'effort normal réduit :</b>	<b>204</b>
<b>IV.18. Conclusion :</b>	<b>205</b>

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs**

<b>V.1. Introduction :</b>	<b>206</b>
<b>V.2. Ferrailage des portiques :</b>	<b>206</b>
V.2.1. Ferrailage des poutres :	206
V.2.1.1. Combinaisons des charges :	206
V.2.1.2. Calcul le ferrailage :	207
a. Les poutres principales :	207
b. Les poutres secondaires :	212
V.2.2. Ferrailage des poteaux :	216
V.2.2.1. Introduction :	216
V.2.2.2. Recommandation du RPA99v2003 :	216
a. Les armatures longitudinales :	216
b. Les armatures transversales :	217
V.2.2.3. Calcul le ferrailage :	218
a. Les sollicitations :	218
b. Le ferrailage :	219
c. Vérification de ferrailage :	219

d. Vérification à l'ELU :	220
e. Vérification à l'ELS :	224
f. Schéma de ferrailage :	224
<b>V.3. Ferrailage des voiles :</b>	<b>226</b>
V.3.1. Introduction :	226
V.3.2. Règles communes :	227
V.3.3. Calcul du ferrailage vertical :	228
V.3.4. Etude des sections :	228
V.3.5. Calcul le ferrailage :	230
V.3.5.1. Calcul de ferrailage vertical :	231
a. Un exemple de Calcul :	231
b. Autre voiles :	232
c. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :	233
V.3.5.2. Calcul de ferrailage horizontal :	234
a. Sens X-X :	235
b. Sens Y-Y :	235
V.3.5.3. Schéma de ferrailage :	236
a. Sens X-X :	236
b. Sens Y-Y :	237
V.3.6. Calcul le ferrailage des voiles d'ascenseur :	237
V.3.6.1. Calcul de ferrailage vertical :	237
a. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :	238
V.3.6.2. Calcul de ferrailage horizontal :	239
V.3.6.3. Schéma de ferrailage :	239
<b>V.4. Conclusion :</b>	<b>240</b>

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	241
VI.2. Calcul des fondation :.....	241
VI.2.1. Définition :.....	241
VI.2.2. Choix du type de fondation.....	241
VI.2.2.1. Semelle isolée :.....	242
VI.2.2.2. Semelle filante :.....	243
VI.2.3. Calcul de radier général :.....	244
VI.2.3.1.Définition : .....	244
VI.2.3.2. Prédimensionnement du radier :.....	245
a. Epaisseur de la dalle :.....	245
b. Nervure :.....	245
VI.2.3.3. Vérification de la condition de résistance au cisaillement :.....	246
VI.2.3.4. Calcul la surface du radier :.....	246
a. La surface minimale du radier :.....	246
VI.2.3.5. Vérification du poinçonnement :.....	247
a. Pour les poteaux :.....	247
b. Pour les voiles :.....	247
VI.2.3.6. Caractéristiques géométriques du radier :.....	248
VI.2.3.7. Vérification de la stabilité du radier :.....	249
a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :.....	249
b. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0.8G \pm E$ :.....	249
c. Vérification de la compression sous la combinaison $G+Q \pm E$ :.....	250
VI.2.3.8. Ferrailage du radier :.....	250

a. Etude de la dalle de radier :.....	250
b. Etude de débord du radier :.....	253
c. Etude des nervures :.....	254
d. Schéma de ferrailage :.....	257
<b>VI.3. Calcul des éléments de soutènement :.....</b>	<b>258</b>
VI.3.1. Introduction :.....	258
VI.3.2. Dimensionnement du voile :.....	259
VI.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol :.....	260
VI.3.4. Calcul des contraintes :.....	260
VI.3.4.1. La poussée des terres :.....	260
VI.3.4.2. La poussée due aux surcharges :.....	260
VI.3.5. Evaluation des charges :.....	260
VI.3.6. Calcul du ferrailage :.....	261
VI.3.6.1. Calcul des sollicitation :.....	261
VI.3.6.2. Calcul des armatures à ELU :.....	262
VI.3.6.3. Vérification à l'ELU :.....	262
VI.3.6.4. Vérification à l'ELS :.....	263
VI.3.6.5. Distribution constructives :.....	263
VI.3.6.6. Schéma de ferrailage :.....	264
<b>VI.4. Conclusion :.....</b>	<b>264</b>
<b>Conclusion général .....</b>	<b>265</b>

A rectangular hole in a grey wall with the text "Liste des figures" centered inside.

*Liste des figures*

## **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

Figure 1 : La construction en 3D.....	3
Figure 2 : vue en plan de la structure .....	4
Figure 3 : Epreuve cylindrique en béton .....	7
Figure 4: diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	9
Figure 5: Diagramme linéaire .....	11
Figure 6: Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	12
Figure 7: Règle des trois pivots.....	15

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente des charges**

Figure 1: Schéma descriptif d'une dalle à corps creux .....	19
Figure 2: Schéma de la poutrelle.....	20
Figure 3: Dimensionnement de la poutrelle .....	20
Figure 4: Schéma représenté d'une dalle pleine .....	20
Figure 5: Panneau dalle pleine (type I) .....	21
Figure 6 : Panneau dalle pleine (typeII) .....	22
Figure 7 : Panneau dalle pleine décorative.....	22
Figure 8 : Composition d'un escalier.....	23
Figure 9 : Escalier à trois volées pour RDC à 3 <sup>ème</sup> étage .....	24
Figure 10 : L'inclinaison de la paillasse .....	24
Figure 11 : Escalier à trois volées pour 4 <sup>ème</sup> à 10 <sup>ème</sup> étage .....	25
Figure 12: Coupe de voile en élévation et en plan .....	27
Figure 13 : Dimensions de la poutre .....	28
Figure 14 : Dimensions d'un poteau de section rectangulaire.....	30
Figure 15: Dimension de l'acrotère.....	38

Figure 16 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau terrasse + étage 10 <sup>ème</sup> à 4 <sup>ème</sup> )	38
Figure 17 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau d'étage 3 <sup>ème</sup> à RDC)	40
Figure 18 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau entre sol + sous-sol)	40
Figure 19: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau terrasse)	45
Figure 20: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage 11 <sup>ème</sup> à 4 <sup>ème</sup> )	46
Figure 21: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage 3 <sup>ème</sup> à 1 <sup>ère</sup> )	47
Figure 22: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage RDC et entre sol)	47
Figure 23: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau terrasse)	53
Figure 24: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau d'étage 3 <sup>ème</sup> à RDC)	53
Figure 25: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau entre sol et sous-sol)	54
Figure 26: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau terrasse)	57
Figure 27: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau d'étage RDC à 3 <sup>ème</sup> )	58
Figure 28: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau entre sol et sous-sol)	58

### **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

Figure 1 : Coupe transversale	Figure 2 : Schéma descriptif de l'acrotère	62
Figure 3 : Ferrailage de l'acrotère		69
Figure 4 : Coupe transversale du plancher à corps creux		70
Figure 5 : Diagramme du moment plancher terrasse accessible à l'ELU (Type1)		76
Figure 6 : Diagramme du moment plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1)		77
Figure 7 : Diagramme du moment des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELU (Type1)		78
Figure 8: Diagramme du moment des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELS (Type1)		79
Figure 9 : Diagramme du moment des planchers RDC et entre sol à l'ELU (Type1)		80
Figure 10 : Diagramme du moment des planchers RDC et entre sol à l'ELS (Type1)		81
Figure 11 : Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELU (Type1)		82
Figure 12: Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1)		82

Figure 13 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELU (Type1).....	83
Figure 14: Diagramme d'efforts tranchants des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELS (Type1) .....	84
Figure 15 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers RDC et entre sol à l'ELU (Type 1)...	84
Figure 16 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers RDC et entre sol à l'ELS (Type1).....	85
Figure 17 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 2).....	87
Figure 18 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type2) .....	87
Figure 19 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2) .....	88
Figure 20 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2) .....	88
Figure 21: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher terrasse (Type2).....	89
Figure 22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2).....	89
Figure 23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de plancher étage (Type2).....	90
Figure 24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher étage (Type2) .....	90
Figure 25: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 3).....	92
Figure 26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type3) .....	92
Figure 27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de plancher terrasse (Type 3).....	93
Figure28 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type 3).....	93
Figure 29: Coupe de section rectangulaire et T étage courant .....	94
Figure 30 : Ferrailage des poutrelles pour le type 1 .....	105
Figure 31: Ferrailage des poutrelles pour le type 2 .....	112
Figure 32 : Ferrailage des poutrelles pour le type 3 .....	115
Figure 33 : Ferrailage de la dalle de compression.....	116
Figure 34 : Panneau dalle pleine (Type 1) .....	116
Figure 35 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Type 1) .....	123
Figure 36 : Panneau dalle pleine (Type 2) .....	124
Figure 37 : dimensionnement de la dalle pleine (Type 2).....	124
Figure 38 : dalle pleine encastré sur trois cotés .....	124

Figure 39 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Type 2) .....	128
Figure 40 : Dimensionnement de la dalle décorative .....	129
Figure 41 : Dalle décorative encastre sur 4 cotée.....	129
Figure 42 : Ferrailage de la dalle décorative .....	134
Figure 43 : Dimensions du Balcons .....	134
Figure 44 : Balcon de type encasté sur trois cotés .....	135
Figure 45: Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon.....	139
Figure 46: Ferrailage du balcon encasté sur trois côtés .....	139
Figure 47 : Vue en plan d'une cage d'escalier .....	140
Figure 48: Vue en coupe d'une cage d'escalier.....	140
Figure 49 : 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier" RDC jusqu'à 3 <sup>ème</sup> étage" .....	140
Figure 50 : Schéma statique de 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier.....	141
Figure 51 : La Charge équivalente .....	141
Figure 52 : 2 <sup>ème</sup> volée d'escalier " RDC jusqu'à 3 <sup>ème</sup> étage" .....	144
Figure 53 : Schéma statique de 2 <sup>ème</sup> volée d'escalier.....	144
Figure 54 : La charge équivalente .....	145
Figure 55 : Ferrailage de 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée de l'escalier " RDC à 3 <sup>ème</sup> étage " .....	149
Figure 56 : ferrailage de 2 <sup>ème</sup> volée de l'escalier " RDC à 3 <sup>ème</sup> étage " .....	150
Figure 57 : 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier" 4 <sup>ème</sup> jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage " .....	150
Figure 58 : Schéma statique de 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée d'escalier.....	150
Figure 59 : La Charge équivalente .....	151
Figure 60 : 2 <sup>ème</sup> volée d'escalier " 4 <sup>ème</sup> jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage" .....	154
Figure 61 : Schéma statique de 2 <sup>ème</sup> volée d'escalier.....	154
Figure 62 : La charge équivalente .....	154
Figure 63 : ferrailage de 1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée de l'escalier " 4 <sup>ème</sup> jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage " .....	159
Figure 64 : ferrailage de 2 <sup>ème</sup> volée de l'escalier " 4 <sup>ème</sup> jusqu'à 10 <sup>ème</sup> étage " .....	160

Figure 65: Voile d'escalier .....	160
Figure 66 : Dimension de la section revenant au voile d'escalier .....	161
Figure 67: Ferrailage du voile d'escalier .....	165

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Figure 1 : Modalisation de la structure en 3D .....	175
Figure 2: Spectre de réponse .....	176
Figure 3: Modèle initiale .....	179
Figure 4: La disposition du voile proposée (var1) .....	180
Figure 5: Mode 1, $T = 1.457758$ sec .....	181
Figure 6: Mode 2, $T = 1,089691$ sec .....	181
Figure 7: Mode 3, $T = 1,020055$ sec .....	182
Figure 8: La disposition du voile proposée (var2) .....	182
Figure 9: Mode 1, $T = 1,319371$ sec .....	183
Figure 10: Mode 2, $T = 1,010856$ sec .....	184
Figure 11: Mode 3, $T = 0,874415$ sec .....	184
Figure 12: La disposition du voile proposée (var3) .....	185
Figure 13: Mode 1, $T = 1.143821$ sec .....	186
Figure 14: Mode 2, $T = 1.134290$ sec .....	187
Figure 15: Mode 3, $T = 0,939916$ sec .....	187
Figure 16: Distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X et Y .....	195
Figure 17: Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur suivant X et Y .....	198
Figure 18: Déplacement horizontal dans les deux sens.....	201

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs**

Figure 1: Ferrailage des poutres principales .....	211
Figure 2: Ferrailage des poutres secondaires .....	216

Figure 3: Ferrailage des poteaux (Type 1) .....	225
Figure 4: Ferrailage des Poteaux (Type 2) .....	226
Figure 5: Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	227
Figure 6: Les 3 cas possible de sollicitation de voile .....	229
Figure 7: Vue en plan des voiles existants .....	230
Figure 8: Ferrailage du voile VX4 .....	236
Figure 9: Ferrailage du voile VX6 .....	236
Figure 10: Ferrailage du voile VX9 .....	236
Figure 11: Ferrailage du voile VX10 .....	237
Figure 12: Ferrailage du voile VY2 .....	237
Figure 13: Ferrailage du voile VY6 .....	237
Figure 14: Ferrailage du voile Vasc1 .....	239
Figure 15: Ferrailage du voile Vasc2 .....	239
Figure 16: Ferrailage du voile Vasc3 .....	240
Figure 17: Ferrailage du voile Vasc4 .....	240

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Figure 1: Semelle isolé .....	242
Figure 2: Semelle filante .....	242
Figure 3 : Schéma du radier nervuré .....	247
Figure 4: Schéma du Radier sous SOCOTEC .....	248
Figure 5: Schéma de débord du Radier .....	253
Figure 6: Schéma de ferrailage du débord de radier .....	254
Figure 7: Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 12 .....	255
Figure 8: Ferrailage des nervures : sur appuis .....	257
Figure 9: Ferrailage des nervures : en travée .....	258
Figure 10: position des voiles périphériques .....	259

Figure 11: La poussée des terres sur voile périphérique .....	259
Figure 12 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	260
Figure 13 : Diagramme des contraintes à l'ELS .....	261
Figure 14: Ferrailage de voile périphérique .....	264

A rectangular hole is torn in a grey wall, revealing a white background. The text "Liste des tableaux" is centered within the hole.

*Liste des tableaux*

## **Chapitre I : Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

Tableau 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_c$ .....	12
---	----

## **Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente des charges**

Tableau 1: Charge permanente et d'exploitation due au plancher Corps creux .....	32
Tableau 2: Charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine $e = 16$ cm .....	32
Tableau 3: charge permanente et d'exploitation due au Plancher dalle pleine $e = 12$ cm .....	32
Tableau 4: charge permanente et d'exploitation due au plancher terrasse accessible.....	33
Tableau 5: charge permanente et d'exploitation due au plancher étage en corps creux .....	33
Tableau 6: charge permanente et d'exploitation due au plancher étage en corps creux .....	33
Tableau 7: charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine $e = 16$ cm.....	34
Tableau 8: charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine $e = 12$ cm.....	34
Tableau 9 : charge permanente et d'exploitation due à la dalle pleine sous-sol .....	34
Tableau 10 : charge permanente et d'exploitation due au Balcon terrasse .....	35
Tableau 11 : charge permanente et d'exploitation due au Balcon étage .....	35
Tableau 12: charge permanente due aux Murs extérieurs .....	35
Tableau 13 : Charge permanente due aux Murs intérieurs.....	36
Tableau 14 : charge permanente due aux Cloisons intérieures à double paroi .....	36
Tableau 15 : charge permanente et d'exploitation due au palier.....	36
Tableau 16 : charge permanente et d'exploitation due au paillasse 1 .....	37
Tableau 17 : charge permanente et d'exploitation due au Paillasse 2.....	37
Tableau 18 : charge permanente et d'exploitation due au Paillasse 3.....	37
Tableau 19: Descente des charges pour poteau centrale 5-E .....	44
Tableau 20 : Descente des charges Pour poteau centrale 5-D.....	51
Tableau 21: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau centrale .....	52

Tableau 22: Descente des charges pour poteau intermédiaire 1-E.....	56
Tableau 23: Descente des charges pour poteau intermédiaire 1-D .....	60

### **Chapitre III : Pré dimensionnement et Descente des charges**

Tableau 1: Résultats des moments à l'ELU de plancher terrasse (Type2).....	87
Tableau 2 : Résultats des moments à l'ELS de plancher terrasse (Type2) .....	87
Tableau 3 : Résultats des moments à l'ELU de plancher étage (Type2) .....	88
Tableau 4 : Résultats des moments à l'ELS de plancher étage (Type2) .....	88
Tableau 5: Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher terrasse (Type2) .....	88
Tableau 6: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher terrasse (Type2) .....	89
Tableau 7 : Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher étage (Type2) .....	89
Tableau 8: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher étage (Type2).....	90
Tableau 9: Résultats des moments à l'ELU de plancher terrasse (Type 3).....	91
Tableau 10: Résultats des moments à l'ELS de plancher terrasse (Type3) .....	92
Tableau 11: Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher terrasse (Type 3) .....	92
Tableau 12: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher terrasse (Type 3).....	93
Tableau 13: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher terrasse (Type 1).....	94
Tableau 14 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher terrasse accessible (Type1).....	95
Tableau 15: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher étage 10 <sup>ème</sup> jusqu'à 4 <sup>ème</sup> (Type 1).....	97
Tableau 16 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher étage 10 <sup>ème</sup> jusqu'à 4 <sup>ème</sup> (Type1) .....	97
Tableau 17: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher RDC et entre sol (Type 1) .....	99
Tableau 18 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher RDC et entre sol (Type1) .....	100
Tableau 19: Résultat de différent type de coefficient de la flèche de plancher (Type1).....	103
Tableau 20 : Résultat de Calcul les flèches fgi et fgv .....	103

Tableau 21: Résultat de Calcul la flèche $f_{pi}$ .....	104
Tableau 22: Résultat de Calcul la flèche $f_{ji}$ .....	104
Tableau 23: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2) .....	105
Tableau 24 : résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2).....	106
Tableau 25: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2) .....	108
Tableau 26 : résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2).....	108
Tableau 27: Résultat de différent type de coefficient de la flèche .....	110
Tableau 28: Résultat de Calcul les flèches $f_{gi}$ et $f_{gv}$ .....	111
Tableau 29: Résultat de Calcul la flèche $f_{pi}$ .....	111
Tableau 30: Résultat de Calcul la flèche $f_{ji}$ .....	111
Tableau 31: Résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 3).....	112
Tableau 32: Résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 3).....	113
Tableau 33 : Calcul des moments isostatique pour la dalle pleine.....	117
Tableau 34 : Calcul des moments sur travée et en appuis pour la dalle pleine .....	117
Tableau 35: Résultats des sollicitations à l'ELU du plancher dalle pleine (Type 1) .....	118
Tableau 36 : Résultats des sollicitations à l'ELS du plancher dalle pleine (Type 1).....	119
Tableau 37: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher dalle pleine (Type 1) .....	123
Tableau 38: Résultats de ferrailage à l'ELS De la dalle pleine (Type 1).....	123
Tableau 39: Les charges dues à la dalle pleine à l'ELU (Type 2).....	125
Tableau 40: Résultats des efforts à l'ELU (Type 2).....	125
Tableau 41: Les charges dues à la dalle pleine à l'ELS (Type 2) .....	126
Tableau 42: Résultats des efforts à l'ELS (Type 2) .....	126
Tableau 43: Résultats de calcul le ferrailage de la dalle pleine (Type 2).....	127
Tableau 44: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS (Type 2).....	128
Tableau 45: Les charges dues à la dalle décorative à l'ELU .....	130
Tableau 46: Résultats des efforts à l'ELU de la dalle décorative .....	130

Tableau 47: Les charges dues à la dalle décorative à l'ELS .....	131
Tableau 48: Résultats des efforts à l'ELS de la dalle décorative .....	131
Tableau 49: Résultats de calcul le ferrailage de la dalle décorative.....	132
Tableau 50: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS de la dalle décorative.....	133
Tableau 51: Les charges dues au Balcon à l'ELU .....	135
Tableau 52: Résultats des efforts à l'ELU .....	136
Tableau 53: Les charges dues au Balcon à l'ELS .....	136
Tableau 54 : Résultats des efforts à l'ELS .....	137
Tableau 55: Résultats de calcul le ferrailage de Balcon .....	137
Tableau 56: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	139
Tableau 57: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée) .....	142
Tableau 58: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (2 <sup>ème</sup> volée) .....	146
Tableau 59: Résultat de différent type de coefficient de la flèche .....	148
Tableau 60: Résultat de calcul les flèches $f_{gi}$ et $f_{gv}$ .....	148
Tableau 61: Résultat de calcul la flèche $f_{pi}$ .....	149
Tableau 62: Résultat de calcul la flèche $f_{ji}$ .....	149
Tableau 63: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (1 <sup>ère</sup> et 3 <sup>ème</sup> volée) .....	152
Tableau 64: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (2 <sup>ème</sup> volée) .....	155
Tableau 65: Résultat de différent type de coefficient de la flèche .....	158
Tableau 66: Résultat de Calcul les flèches $f_{gi}$ et $f_{gv}$ .....	158
Tableau 67: Résultat de Calcul la flèche $f_{pi}$ .....	158
Tableau 68: Résultat de Calcul la flèche $f_{ji}$ .....	159
Tableau 69: Descente des charges pour voile d'escalier .....	163

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Tableau 1 : Coefficient d'accélération de zone A .....	170
--	-----

Tableau 2 : Classification de la structure selon le système de contreventement.....	170
Tableau 3 : Classification de l'ouvrage selon RPA99/ Version 2003.....	171
Tableau 4 : Pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités .....	172
Tableau 5: Valeurs de T1 et T2.....	172
Tableau 6: Valeurs de $\xi$ (%).....	173
Tableau 7: Valeurs du coefficient CT .....	178
Tableau 8: Période fondamentale de la structure .....	178
Tableau 9: périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale .....	179
Tableau 10: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1 .....	180
Tableau 11: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2 .....	183
Tableau 12: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante3 .....	186
Tableau 13: poids de chaque étage.....	188
Tableau 14: Centre de masse et de torsion de chaque étage .....	190
Tableau 15: Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	191
Tableau 16 : Valeur de $F_x$ et $F_Y$ .....	191
Tableau 17 : Distribution des forces suivant X .....	193
Tableau 18 : Distribution des forces suivant Y .....	194
Tableau 19 : Distribution de l'effort tranchant suivant X .....	196
Tableau 20 : Distribution de l'effort tranchant suivant Y .....	197
Tableau 21: Vérification des déplacements .....	200
Tableau 22 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens X.....	202
Tableau 23 : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y.....	203
Tableau 24 : Vérification de la stabilité au renversement .....	204
Tableau 25: Vérification de l'effort normal réduit (Type 1).....	204
Tableau 26: Vérification de l'effort normal réduit (Type 2).....	205

## Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Tableau 1: Résultats des moments fléchissant des poutres principales .....	207
Tableau 2: Résultat de ferrailage des poutres principales .....	207
Tableau 3: Résultats des moments fléchissant des poutres secondaires .....	212
Tableau 4: Résultat de ferrailage des poutres secondaires .....	212
Tableau 5: Vérification des contraintes .....	214
Tableau 6: Les sollicitations dues aux poteaux type 1 .....	218
Tableau 7: Les sollicitations dues aux poteaux type 2 .....	218
Tableau 8: Résultats de ferrailage des poteaux type 1 .....	219
Tableau 9: Résultats de ferrailage des poteaux type 2 .....	219
Tableau 10: Vérification de ferrailage des poteaux type 1 .....	220
Tableau 11: Vérification de ferrailage des poteaux type 2 .....	220
Tableau 12: Vérification selon BAEL (Type 1) .....	221
Tableau 13: Vérification selon BAEL (Type 2) .....	221
Tableau 14: Vérification selon RPA (Type 1) .....	222
Tableau 15: Vérification selon RPA (Type 2) .....	222
Tableau 16: Les armatures transversales des poteaux type 1 .....	223
Tableau 17: Les armatures transversales des poteaux type 2 .....	223
Tableau 18: La longueur de recouvrement des poteaux type 1 .....	223
Tableau 19: La longueur de recouvrement des poteaux type 2 .....	223
Tableau 20: vérification des contraintes à l'ELS pour le type 1 des poteaux .....	224
Tableau 21: vérification des contraintes à l'ELS pour le type 2 des poteaux .....	224
Tableau 22: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile dans le sens X-X .....	232
Tableau 23: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile dans le sens Y-Y .....	233
Tableau 24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens X-X .....	234

Tableau 25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens Y-Y.....	234
Tableau 26: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens X-X .....	235
Tableau 27: Ferrailage horizontal des voiles dans le sens Y-Y .....	235
Tableau 28: Résumé des résultats de ferrailage vertical des voile d'ascenseur .....	238
Tableau 29: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles d'ascenseur .....	239
Tableau 30: Ferrailage horizontal des voiles d'ascenseur.....	239

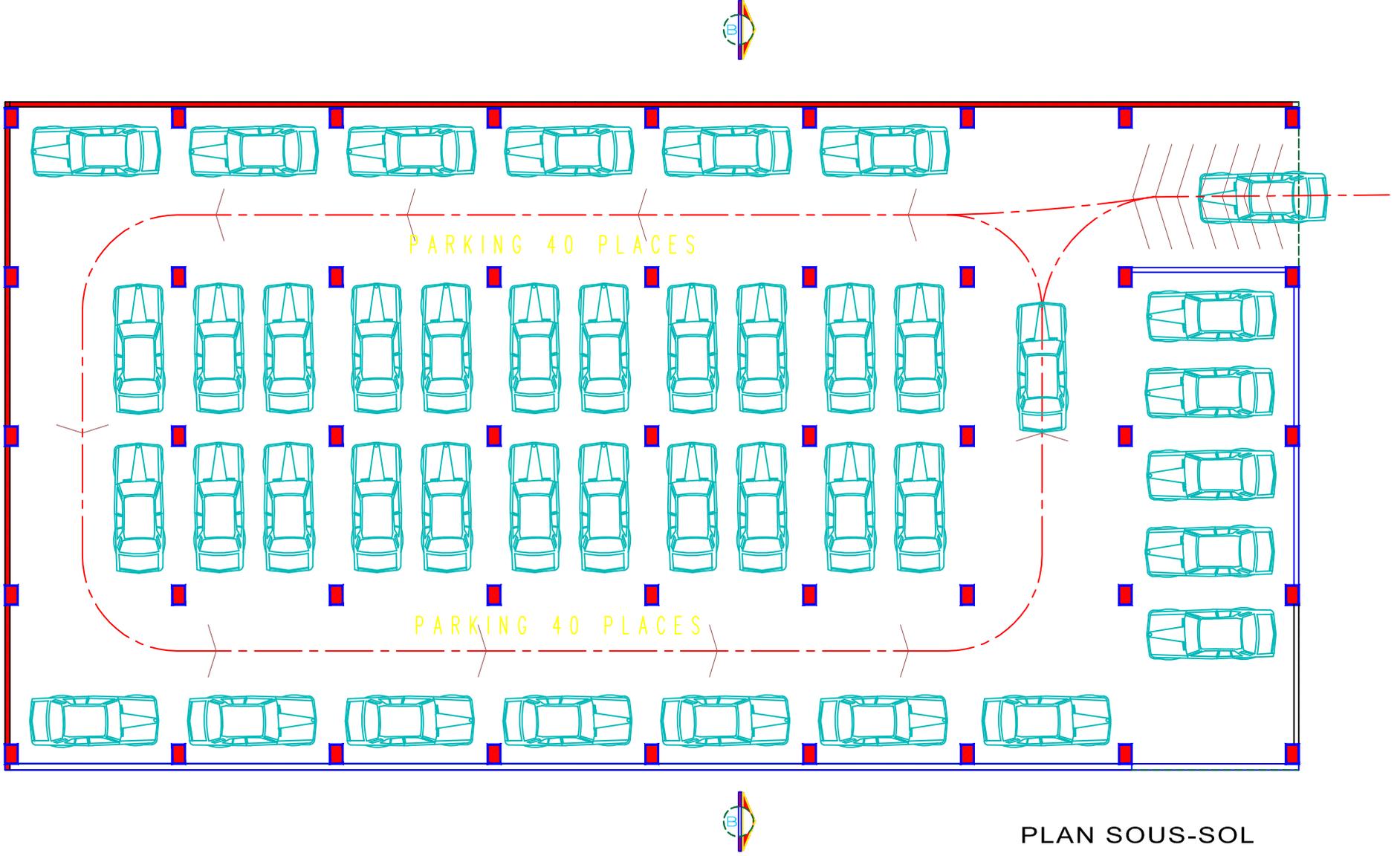
## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau 1: Les surfaces des semelles isolées .....	243
Tableau 2: Les surfaces des semelles .....	244
Tableau 3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$ .....	249
Tableau 4: Calcul des contraintes.....	250
Tableau 5: Vérification de la compression sous la combinaison $G + Q \pm E$ .....	250
Tableau 6: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS .....	251
Tableau 7: Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	251
Tableau 8: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS .....	252
Tableau 9 : Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELS .....	253
Tableau 10: Résultats de ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU .....	256
Tableau 11: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS .....	256
Tableau 12: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS .....	262
Tableau 13: Résultats de ferrailage de voile périphérique à l'ELU .....	262
Tableau 14: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS.....	263

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



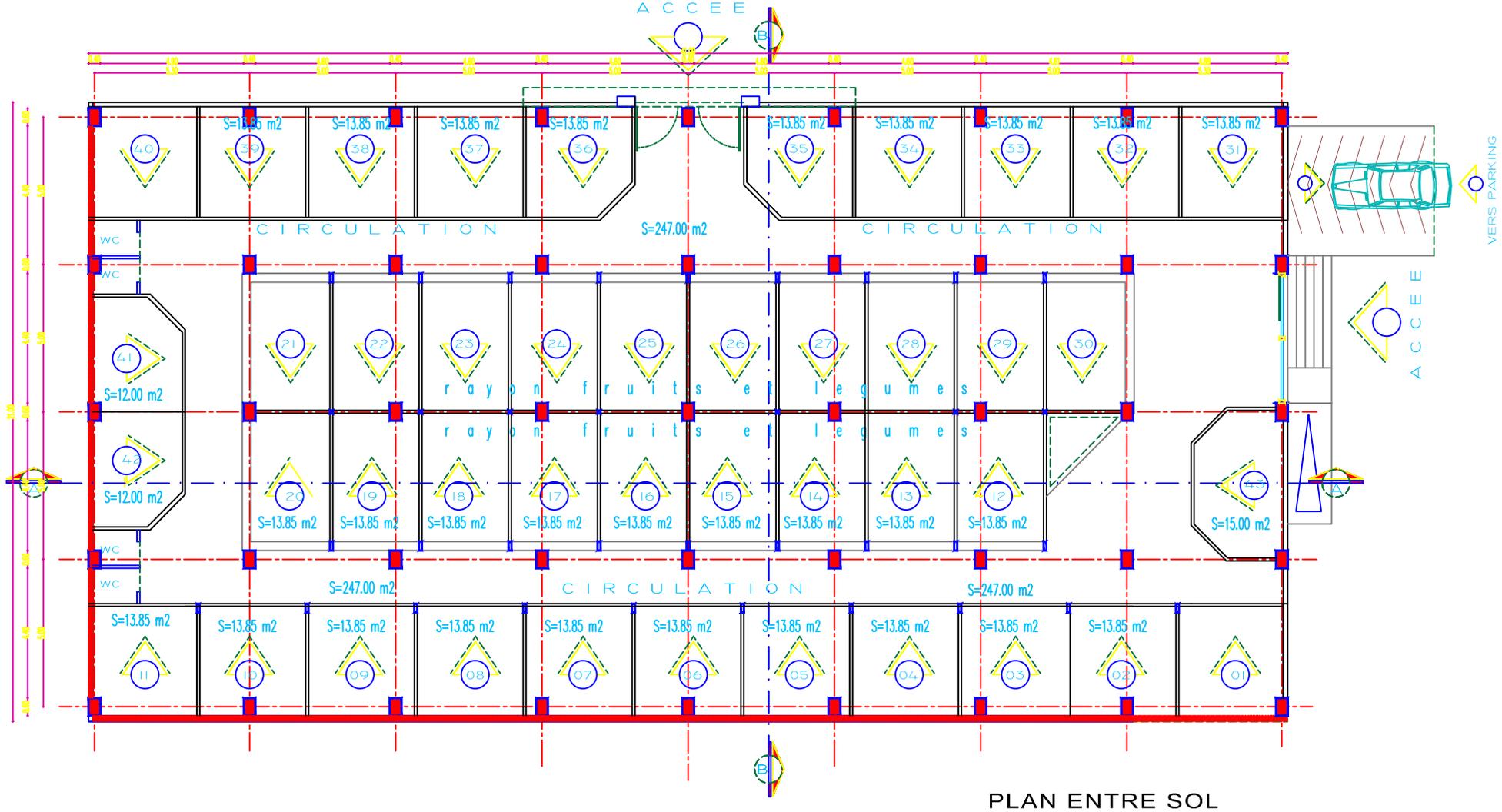
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN SOUS-SOL

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



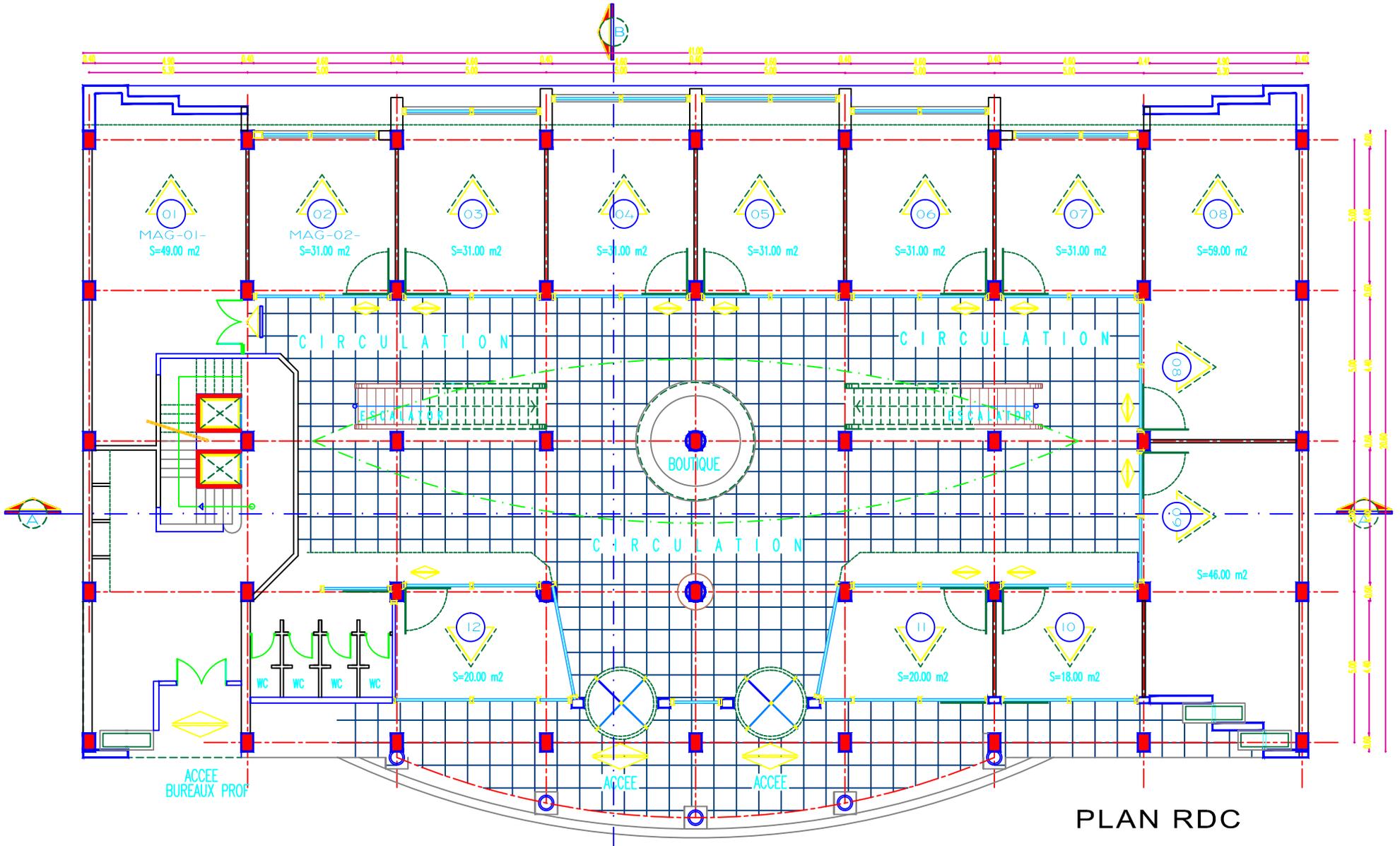
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

PLAN ENTRE SOL

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

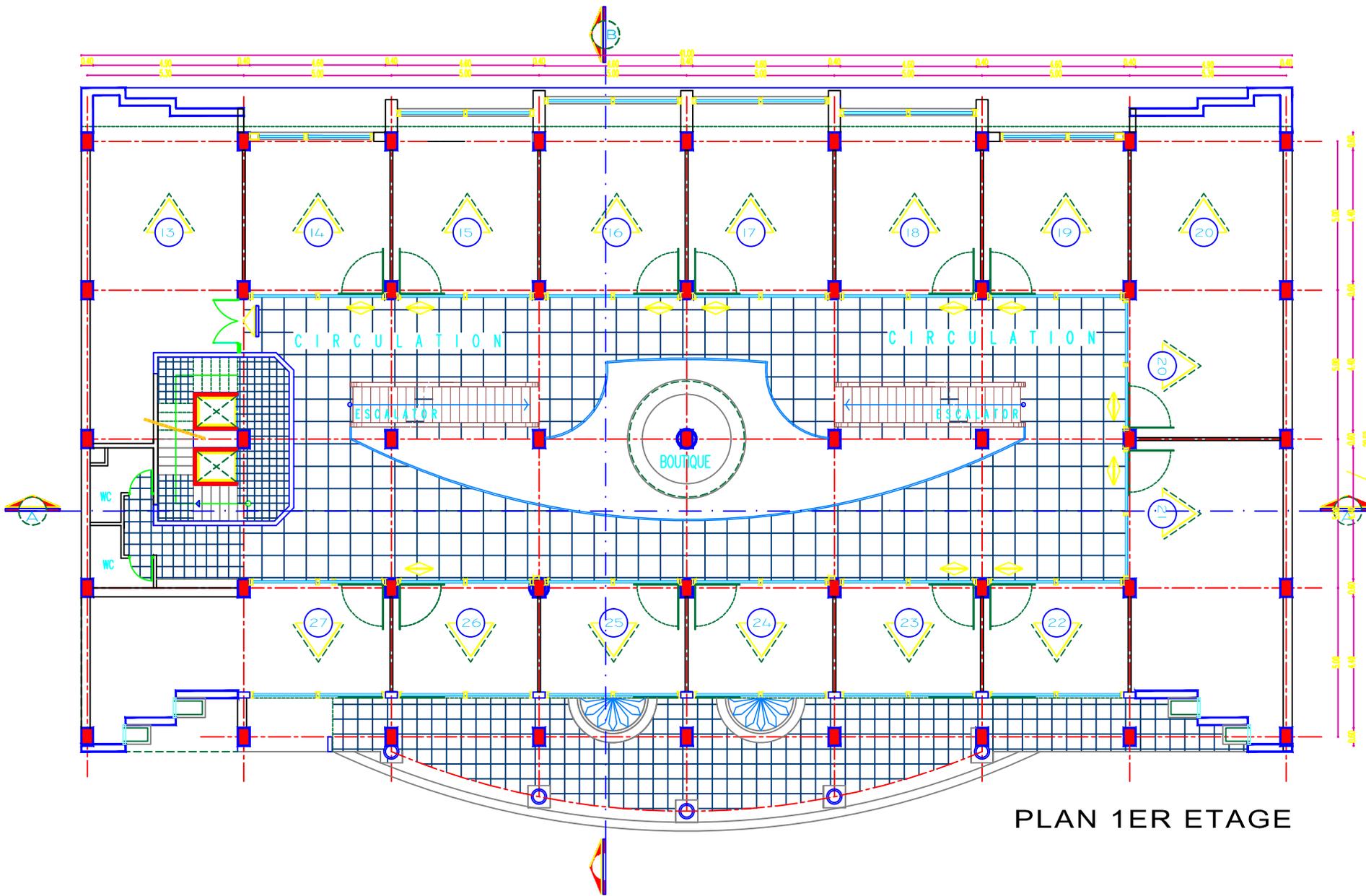
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN RDC

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

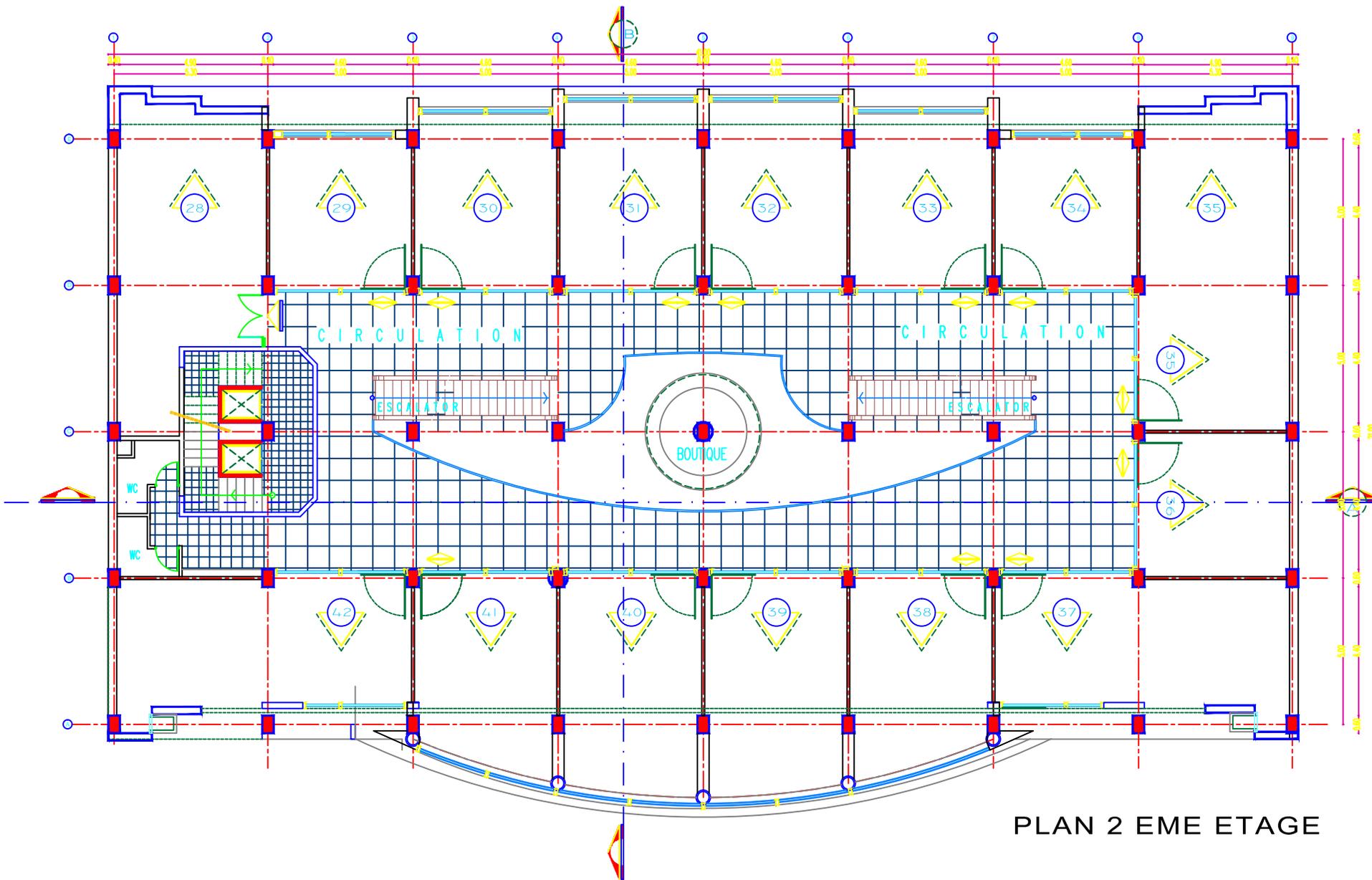


PLAN 1ER ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

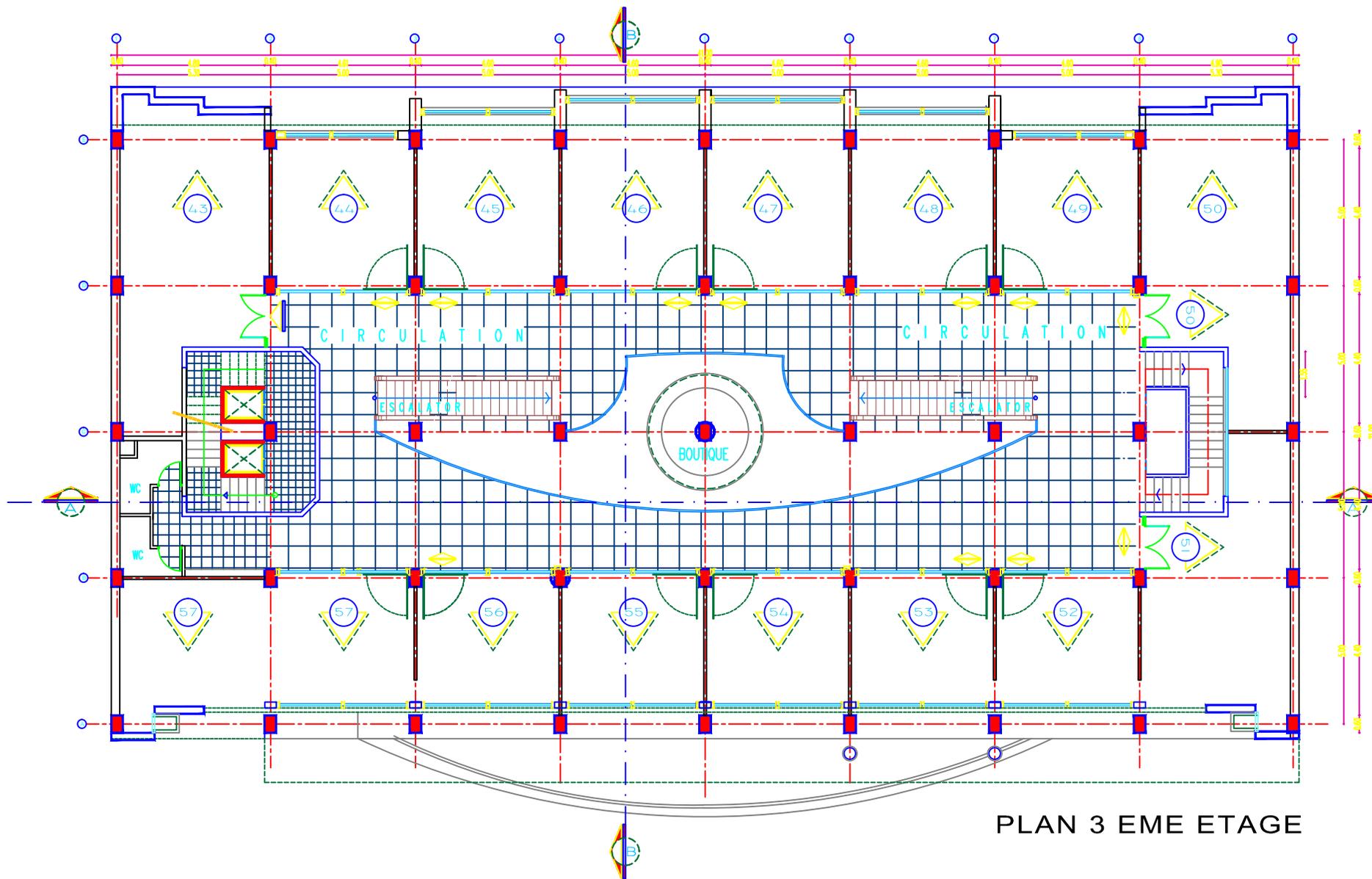
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



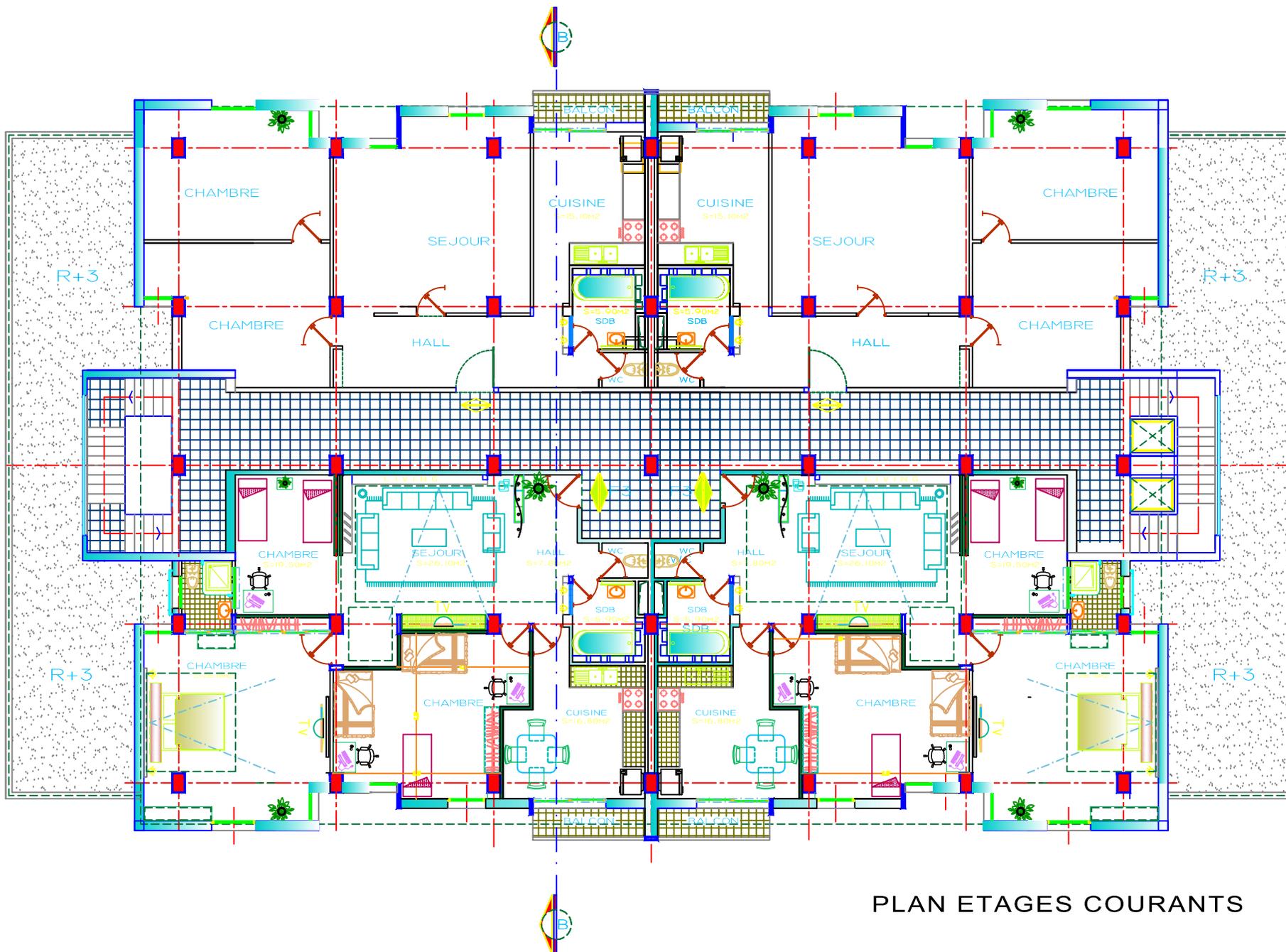
PLAN 2 EME ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



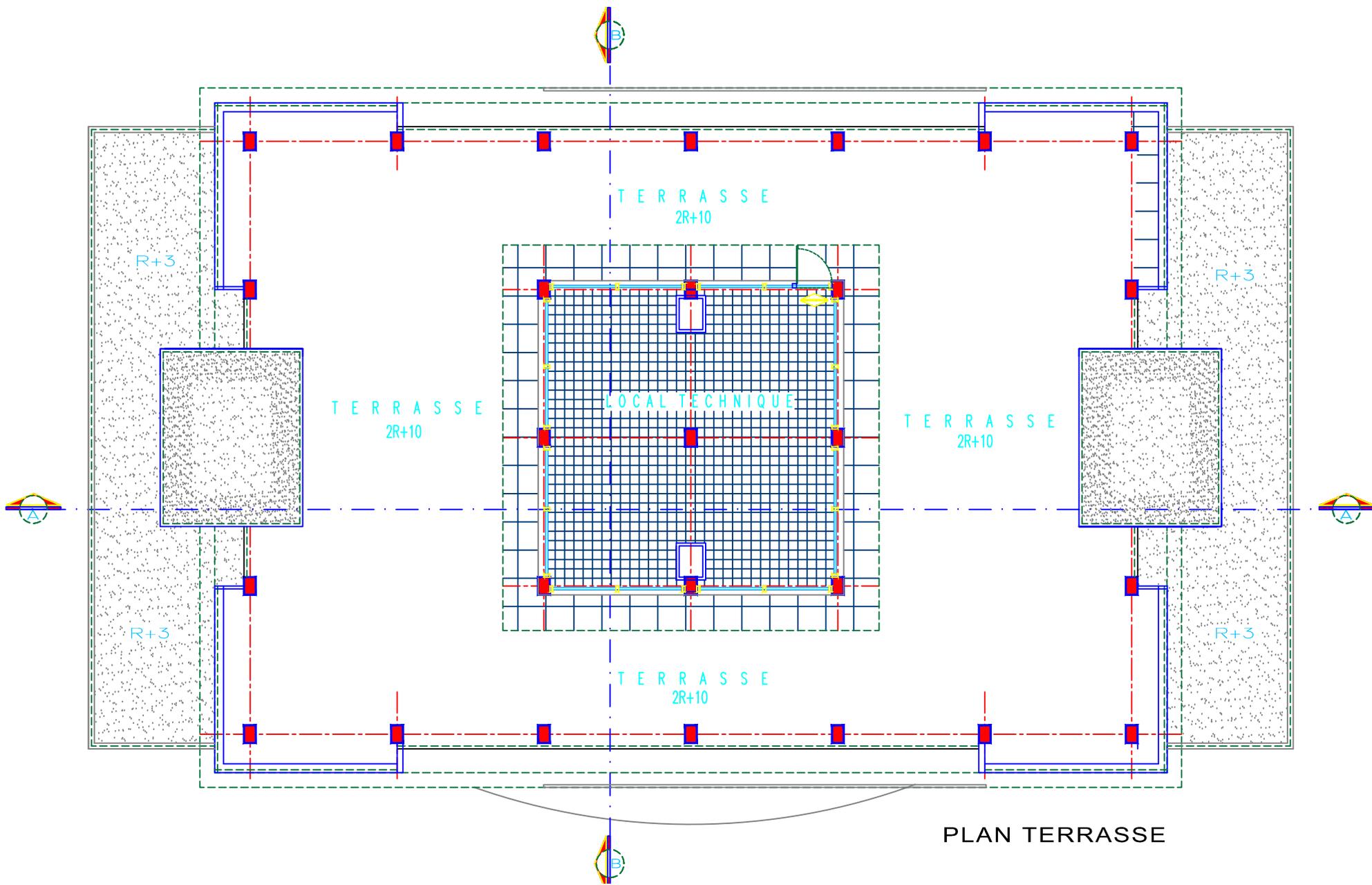
PLAN 3 EME ETAGE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

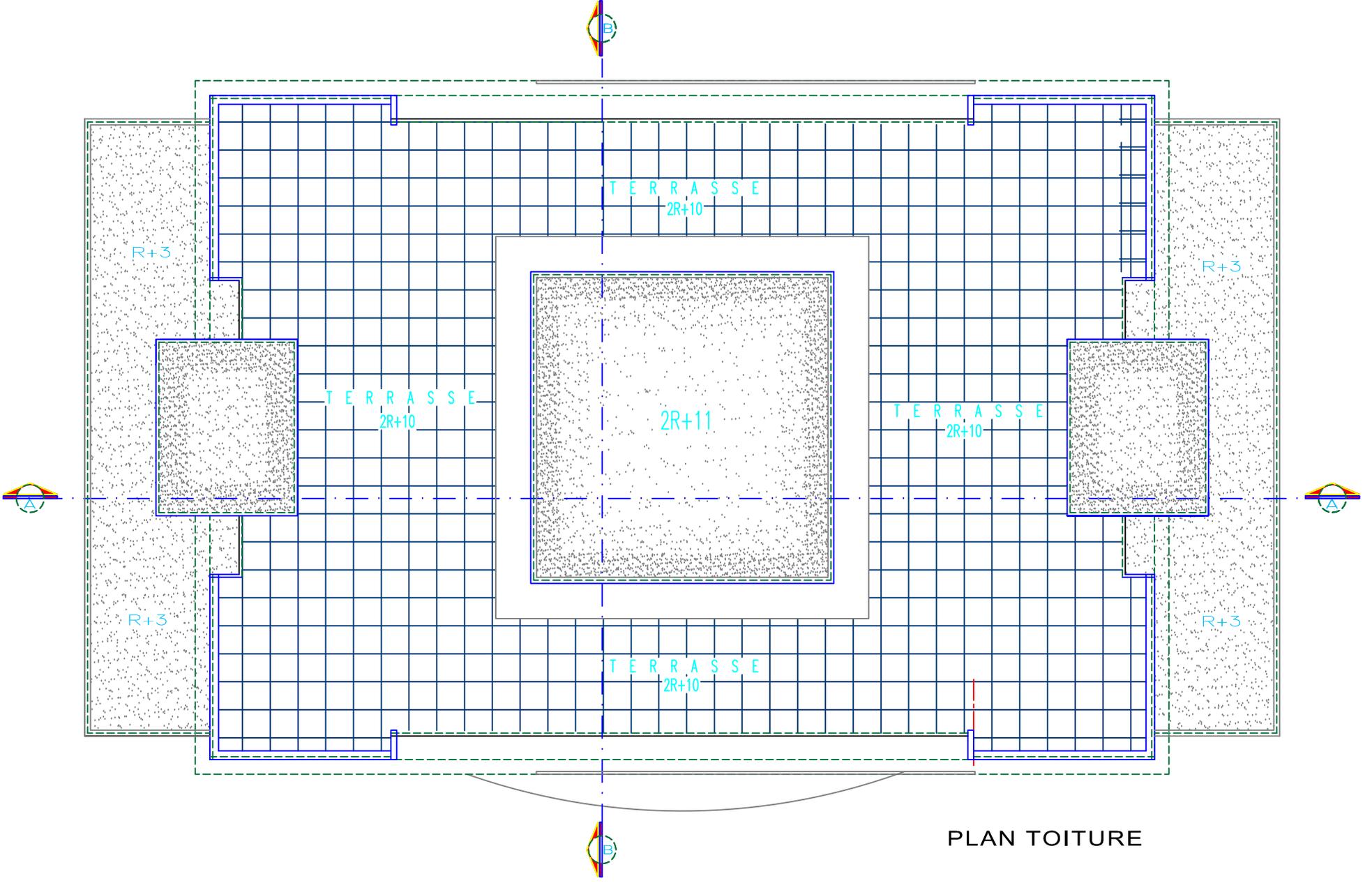


PLAN ETAGES COURANTS

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

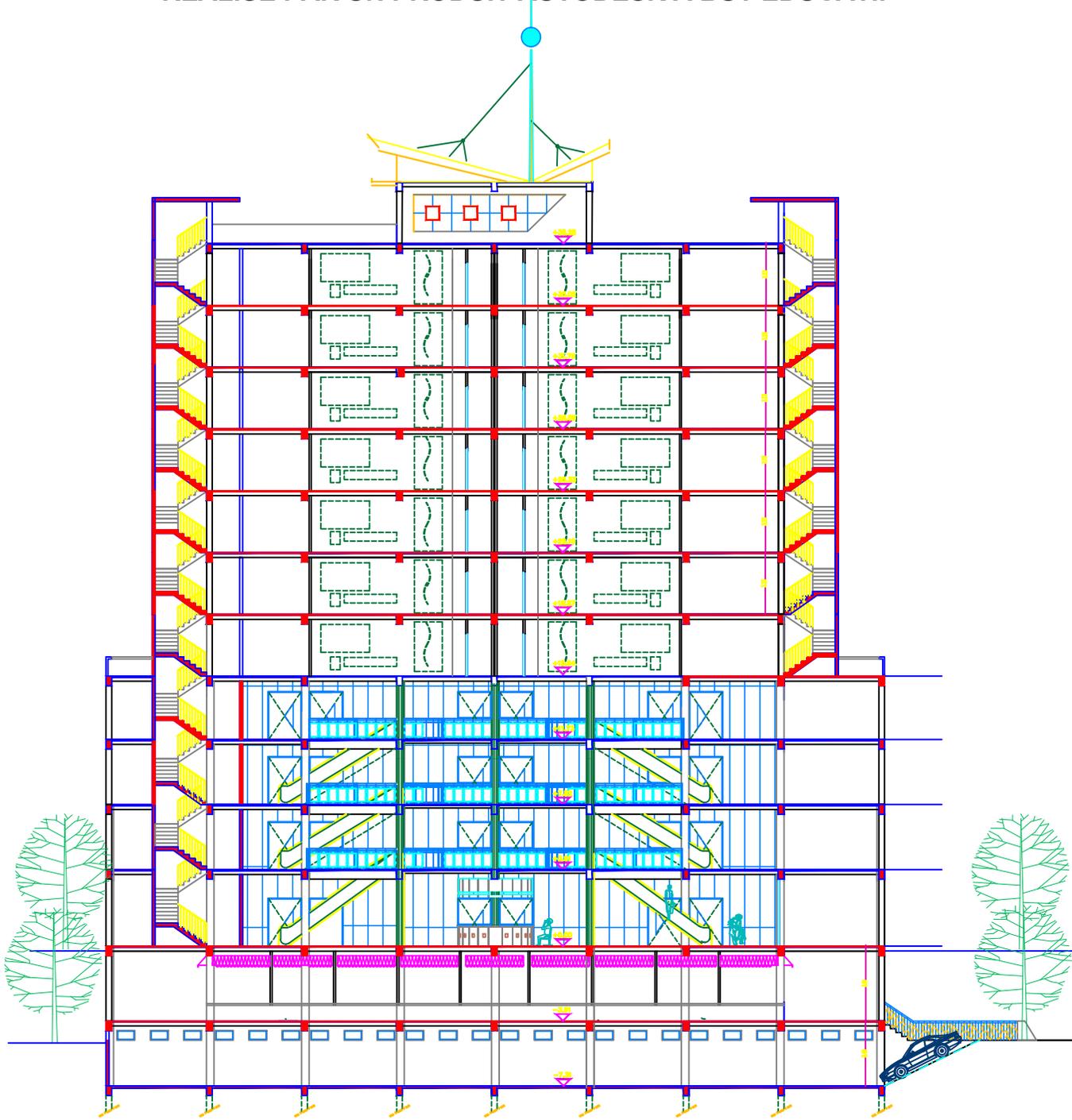


PLAN TERRASSE



PLAN TOITURE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

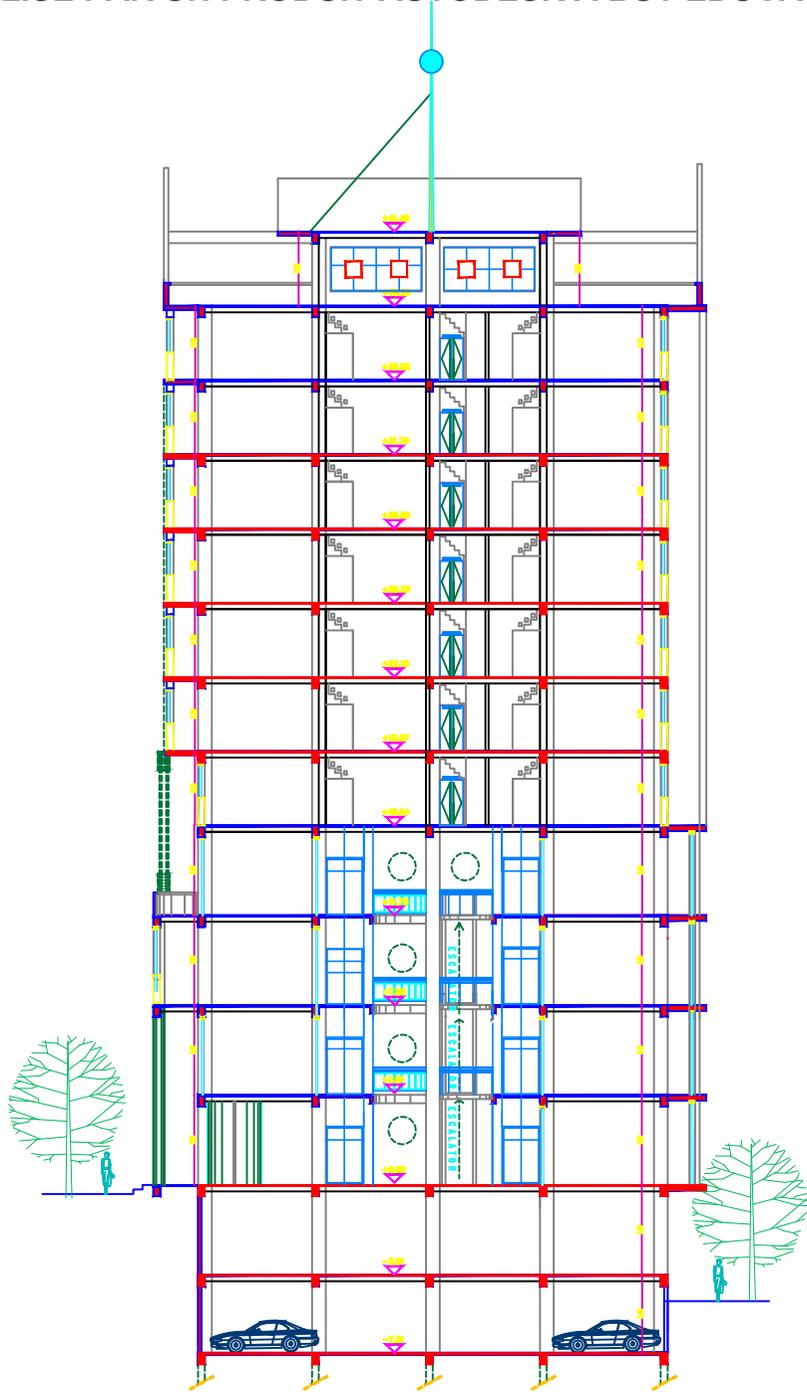


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF  
-AA-  
COUPE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE -BB-

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



*Introduction*  
*Générale*

# Introduction Générale

---

Le **Génie civil** représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays surtout l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment. L'étude de ce dernier pour but d'assurer la sécurité de la structure contre les aléas naturels tels que les séismes.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvois souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un centre multifonctionnel d'usage commercial et d'habitation (sous-sol + entre sol + RDC + 10<sup>ème</sup> étages) en béton armé implanté à Mila qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

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

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

**Le premier chapitre** comprend la présentation complète de notre projet, les propriétés, la composition des matériaux de construction du bâtiment (béton et acier), et les actions appliquée dans les calculs.

**Le deuxième chapitre** comporte le pré dimensionnement des éléments de la structure et la descente des charges.

**Le 3<sup>ème</sup> chapitre** présente l'étude des éléments secondaires (l'acrotère, les balcons, les escaliers et les planchers), et le ferrailage de ces éléments.

**Le 4<sup>ème</sup> chapitre** traite le volet de l'étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel **ETABS V9.7.0** et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.

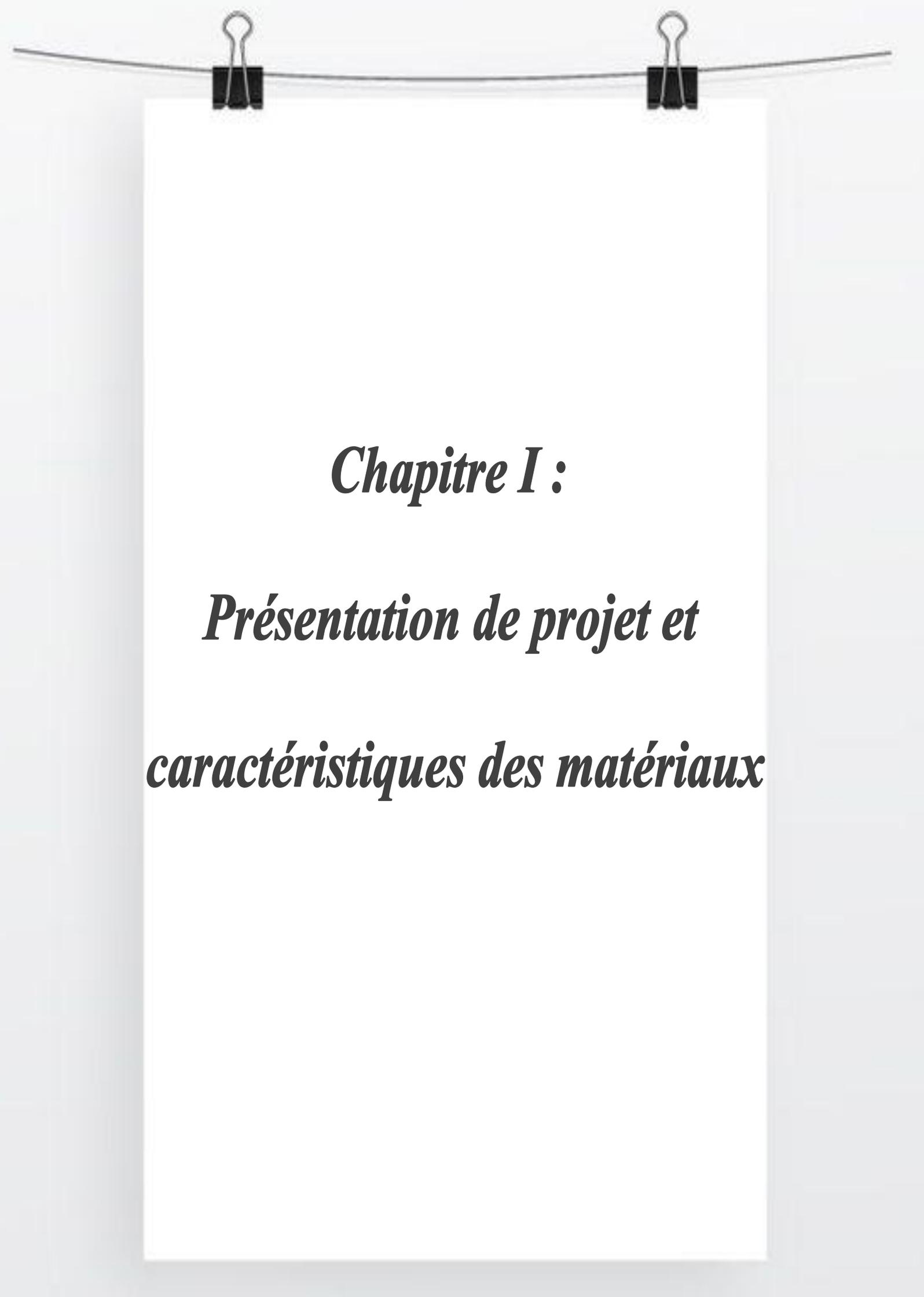
# Introduction Générale

---

**Le 5<sup>ème</sup> chapitre** consiste à l'utilisation des sollicitations obtenue à l'aide de logiciel **ETABS** pour calculer le ferrailage des éléments structuraux (Poteau, Poutre, Voile).

**Le 6<sup>ème</sup> chapitre** nous avons fait un choix des fondations qui convient à la caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure

La méthodologie utilisée est consisté en un calcul manuel sur la base des formules acquises, sur l'ensemble des éléments structuraux et non structuraux, fondations...etc, on tiendra compte des règlements et des normes tel que : **BAEL91 modifié99, RPA99/Version 2003**, ainsi aussi utilisée des logiciels de génie civil pour des calculs rapides et précis (ETABS, SOCOTEC, SAFE).



***Chapitre I :***

***Présentation de projet et***

***caractéristiques des matériaux***

## I.1. Introduction :

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, À cet effet, dans ce chapitre on donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, en appliquant les différents règles et normes en vigueur : "RPA99/Version 2003, BAEL91, CBA 93".

La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés (Béton, Acier,..), de leurs dimensions et de leurs caractéristiques.

## I.2. Présentation du projet :

### I.2.1. Définition de l'ouvrage :

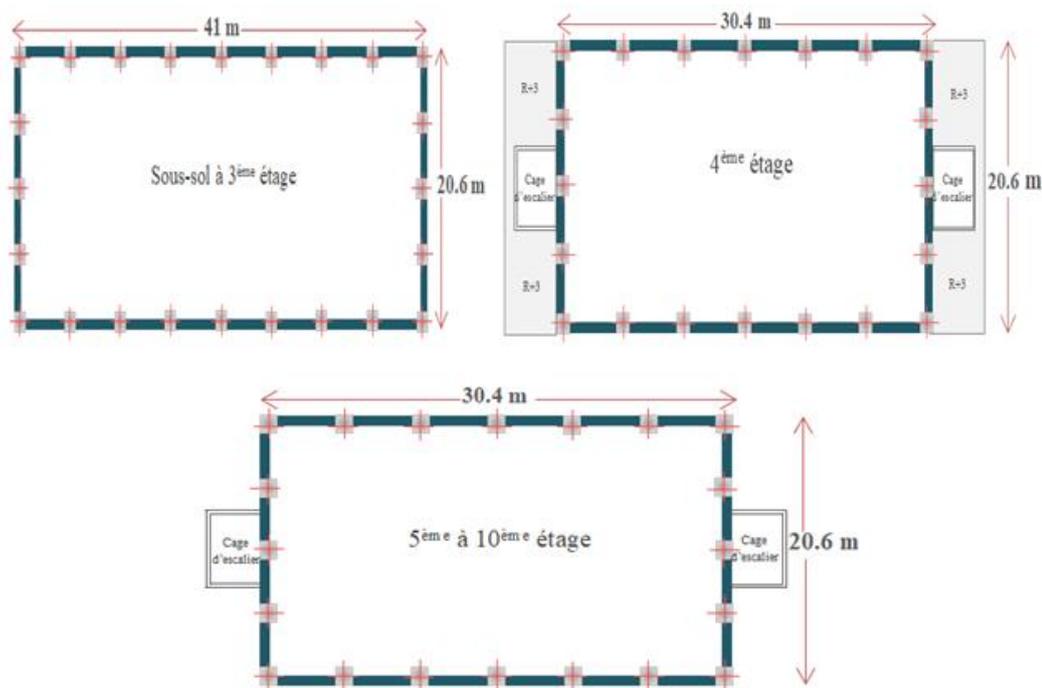
Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un centre multifonctionnel (sous-sol + entre sol + RDC + 10 étage) en béton armé. Cet ouvrage est implanté à la willaya de **Mila** qui classée selon **RPA99/Version 2003** dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) et de groupe d'usage **1B** (sous-sol utilisée comme un parking, l'entre sol, RDC et les trois premiers étages utilisés comme un centre commercial et les reste des étages sont à usage d'habitation.). Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.



Figure 1 : La construction en 3D

**I.2.2. Présentation architecturale :**

- La longueur totale de l'ouvrage : ..... **41m**
- La largeur totale de l'ouvrage : ..... **20.6 m**
- La hauteur du sous-sol : ..... **3.4 m**
- La hauteur d'entre sol : ..... **3.91 m**
- La hauteur du RDC : ..... **3.91 m**
- La hauteur d'étage commerce : ..... **3.91 m**
- La hauteur d'étage courant : ..... **3.23 m**
- La hauteur de la buanderie : ..... **3.23 m**
- La hauteur totale de l'ouvrage : ..... **48.79 m**
- La hauteur de l'acrotère : ..... **0.6 m**



**Figure 2 : vue en plan de la structure**

**I.2.3. Règlements et normes utilisés :**

- ✗ RPA99/Version 2003 (Règles parasismiques Algériennes)
- ✗ CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✗ DTR BC.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- ✗ BAEL91 modifié 99

## I.2.4. Conception de la structure :

### a. Système de contreventement :

D'après **RPA99/Version 2003 [Art 3.4.A]** : classification des systèmes de contreventement selon la structure en béton armé, on adopter un système de contreventement mixte (portiques-voiles), dans ce cas les voiles sont des éléments de contreventement dans les deux sens.

### b. Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux.

Cet ouvrage comporte deux types de planchers :

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

### c. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- ✓ **Mur extérieur** : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de **15 et 10 cm** d'épaisseur séparées d'une lame d'air de **5 cm**.
- ✓ **Mur intérieur** : réalisés en simples cloisons de **10 cm** d'épaisseur.

### d. l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, dans notre projet l'acrotère est entouré au niveau de la terrasse inaccessible de dimension **60 cm** de hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.

### e. Escaliers :

Il y a un seule type d'escalier utilisé dans ce projet qui est :

- ✓ un escalier à trois volées.

### f. Cage d'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mécanique construit pour le transport vertical des personnes entre les étages d'un bâtiment.

L'ascenseur est constitué d'une cage verticale qui guide la cabine et son contrepoids. Un moteur électrique, généralement disposé au sommet de la cage, donne la puissance nécessaire.

Il peut transporter un certain nombre de personne ou d'objet en fonction de sa taille et du poids maximal qui peut supporter.

## g. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ Un carrelage de **2 cm** pour les planchers et les escaliers et les balcons.
- ✓ Enduit de plâtre de **2 cm** pour les plafonds.
- ✓ Mortier de ciment de **2 cm** pour les murs extérieurs et intérieurs.

## I.2.5. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par **RPA99/Version 2003** comme suite:

- ✓ Une zone de sismicité moyen (**zone IIa**).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage **1B**.
- ✓ Le site est considéré comme « Site Meuble » (**S3**).
- ✓ Contrainte admissible du sol égale à **2 bars**.

## I.3. Caractéristiques des matériaux :

### I.3.1. introduction :

La conception d'une structure en béton armé sécuritaire et durable ne peut se faire sans une bonne compréhension des propriétés mécaniques des matériaux constituant.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, et le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**.

### I.3.2. Béton :

#### I.3.2.1. définition :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes:

- ✗ La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- ✗ La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.
- ✗ Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- ✗ La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

- ✗ L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

**I.3.2.2. Dosage du béton :**

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- ✓ **Ciment** (CPA 325) : dosé à **350 kg/m<sup>3</sup>**
- ✓ **Gravier** : 800 litres de  $5 < D_g < 25$  mm
- ✓ **Sable** : 400 litres de  $0 < D_g < 5$ mm
- ✓ **Eau de gâchage** : 175 litres

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2500 Kg/m<sup>3</sup>.

**I.3.2.3. Caractéristiques mécanique du béton :**

**a. Résistance à la compression :**

Dans les cas courantes, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression à **28 jours** d'âge noté **f<sub>c28</sub>** dite valeur caractéristique requise, déterminée par essai sur éprouvette cylindriques de **16 cm** de diamètre et **32cm** de hauteur.

1) Selon **CBA 93 [Art A.2.1.1.1]** :

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à **28 jours** on se réfère à la résistance caractéristique **f<sub>cj</sub>** obtenue au jour (j) considéré.

☒ Pour **f<sub>c28</sub> ≤ 40 MPa** :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad , \text{ Si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad , \text{ Si : } j > 28 \text{ jours}$$

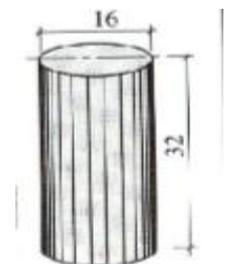
☒ Pour **f<sub>c28</sub> > 40 MPa** :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad , \text{ Si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad , \text{ Si : } j > 28 \text{ jours}$$

Dans notre ouvrage la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa :

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



**Figure 3 : Eprouvette cylindrique en béton**

**b. Résistance à la traction :**

La mesure directe de la résistance à la traction 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).

Selon **CBA 93 [Art A.2.1.1.2]** :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**c. Déformation longitudinale du béton :**

Selon **CBA 93 [Art A.2.1.2.]**, la déformation longitudinale du béton est définie comme suite :

**1) Déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :  $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**2) Déformation différé :**

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.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton, sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule suivante :  $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

**d. Coefficient de poisson :**

Est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative, le coefficient de poisson selon **CBA93 [Art A.2.1.3]** est pris égale à :

$\nu = 0.2 \Rightarrow$  pour le calcul des déformations.

$\nu = 0 \Rightarrow$  pour le calcul des sollicitations.

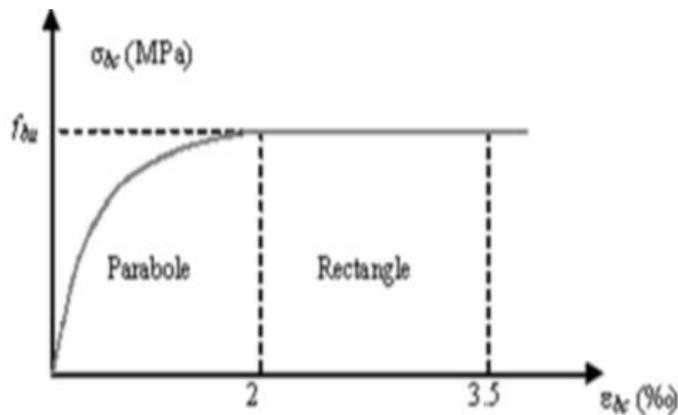
**I.3.2.4. Contrainte limite de béton :**

On a deux états limites :

**a. Etat limite ultime (ELU):**

**1) Contrainte ultime de compression :**

Pour le calcul à l'**E.L.U**, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle". Et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme « rectangulaire simplifié ».



**Figure 4: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton**

Selon **BAEL91 [Art 3.3.3]** on a :  $f_{bu} = \frac{0.85f_{28}}{\theta\gamma_b}$

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow$  pour les combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$  pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : Est en fonction de la durée d'application de la combinaison d'actions considérée :

$$\theta = 1 \quad \Rightarrow \text{lorsque : } t > 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.9 \quad \Rightarrow \text{lorsque : } 1\text{h} < t < 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0.85 \quad \Rightarrow \text{lorsque : } t < 1\text{h}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$  (Cas normale).

$$\Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} \text{ (Cas accidentelle).}$$

## 2) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

Et la contrainte de cisaillement admissible est calculée selon les cas suivants :

### ☒ Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

### ☒ Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

### b. Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

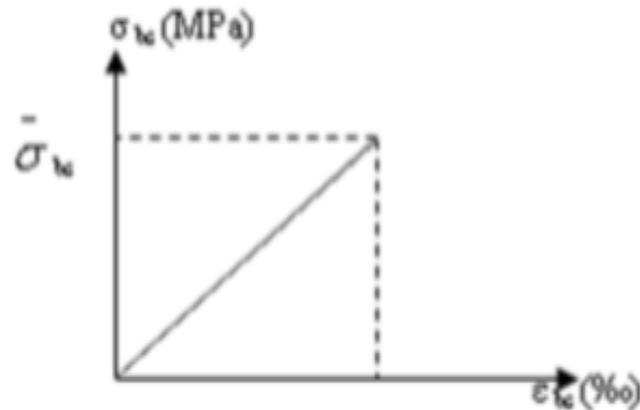


Figure 5: Diagramme linéaire

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

### I.3.3. Acier :

L'acier est un alliage constitué principalement de fer et de carbone. Leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Acier doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Acier durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

#### I.3.3.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie  $f_e$  qui donnée par le tableau suivante :

Type	Nuance	Fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F <sub>e</sub> E24	235	
Barres HA -Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA -Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Treillis soudés : -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

Tableau 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

**Remarque :**

Pour notre bâtiment on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE40, de type 1.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

**I.3.3.2. Contrainte limite de l'acier :**

**a. Etat limite ultime :**

Selon CBA93 [Art A.2.2.2] : le diagramme de déformation  $\epsilon_s$  et contrainte  $\sigma_s$  est conventionnellement défini ci-après :

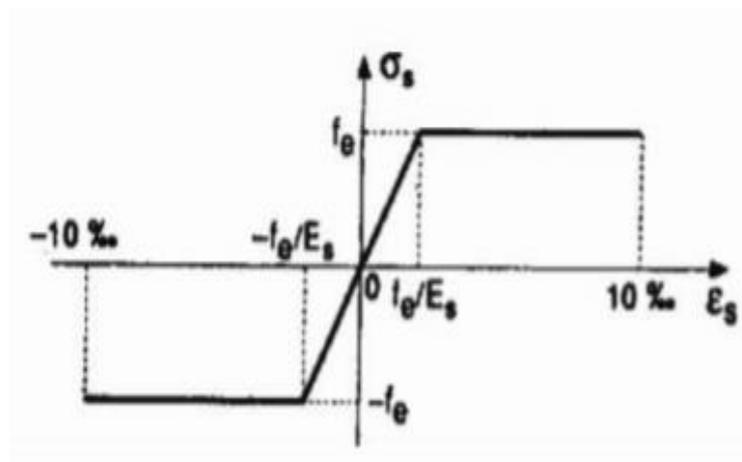


Figure 6: Diagramme contrainte-déformation d'acier

Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité  $f_e$ . Et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10%.

Avec :

La déformation est calculé par :  $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$

La contrainte :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$E_s$  : le module d'élasticité longitudinale de l'acier, est pris égale à :  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Cas de situations durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1 \Rightarrow$  Cas de situations accidentelles.

Pour notre cas :

$$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\ \text{MPa}$$

#### b. Etat limite de service :

D'après les règles **BAEL91**, A l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée par :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Pas de limitation

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Pour notre cas :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67\ \text{MPa} ; 201.63\ \text{MPa}) = 201.63\ \text{MPa}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

**Pour notre cas :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(200 \text{ MPa} ; 164.97 \text{ MPa}) = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1 \Rightarrow$  Pour les ronds lisses (**RL**).

$\eta = 1.6 \Rightarrow$  pour les armatures à haute adhérence (**HA**).

### **I.3.4. Définition des états- limites:**

Selon **BAEL 91 [Art 2.2.3] et [Art 2.4]** :

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

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armatures et béton) :

#### **I.3.4.1. États limites ultime (ELU) :**

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- ✓ Perte d'équilibre statique.
- ✓ Rupture de section par déformation excessive.
- ✓ Instabilité de forme (flambement).
- ✓ Transformation de la structure en un mécanisme.

Critères de calcul :

- ✓ Déformations relatives (ou courbure) limites.
- ✓ Calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

#### **a. Hypothèses de calcul :**

- ✗ Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).
- ✗ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ✗ Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.

- ✗ Le raccourcissement du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- ✗ L'allongement relative de l'acier est limitée à : 10‰.
- ✗ Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous:

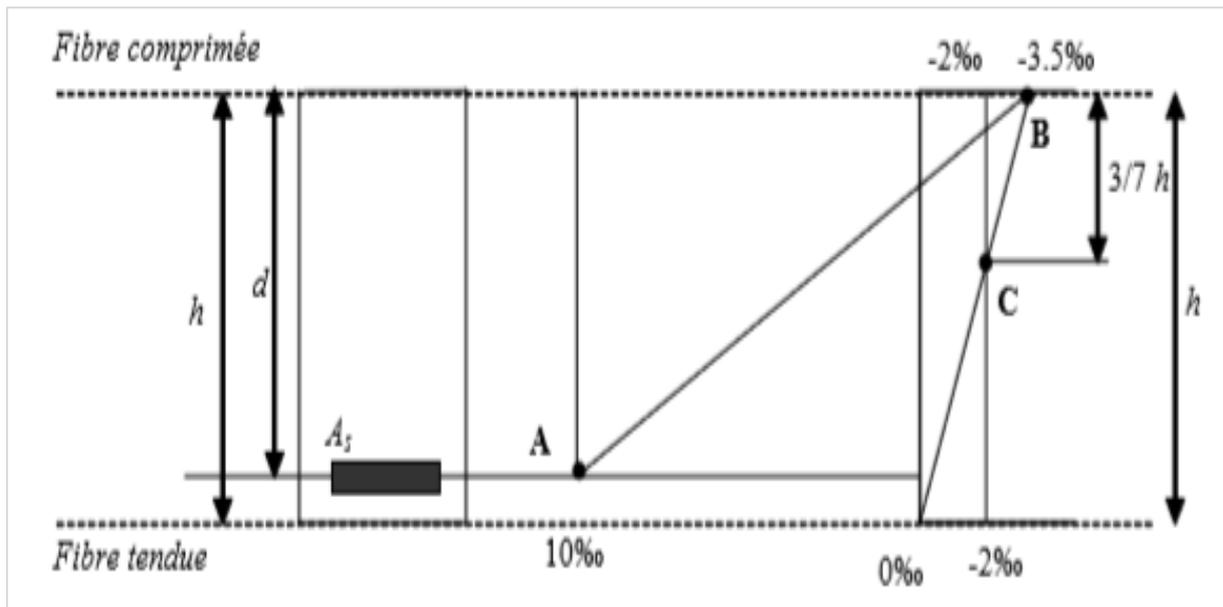


Figure 7: Règle des trois pivots

#### I.3.4.2. Etats limites de service (ELS) :

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité, etc....

#### Critères de calcul :

- Contraintes (ou déformations) limites.
- Calculs de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,...).

**a. Hypothèses de calcul :**

- ✗ Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).
- ✗ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ✗ Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.
- ✗ En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives :

$$\sigma = E. \varepsilon = E. \frac{\Delta L}{L}$$

- ✗ On définit le coefficient d'équivalence par la relation :

$$\Rightarrow n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\text{valeur conventionnelle}).$$

**I.3.5. Action et sollicitation :****I.3.5.1. Actions :**

Selon CBA93 [Art A.3.1] :

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc,...) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui etc, ...).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

**a. Les actions permanentes :**

Notée  $G_i$ , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

**b. Les actions variables :**

Notées  $Q_i$ , dont l'intensité est variée fréquemment et de façon importante dans le temps.

**c. Les actions accidentelles :**

Notée  $F_A$  provenant de phénomènes rares (séisme, choc).

Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal.

**I.3.5.2. Sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions.

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

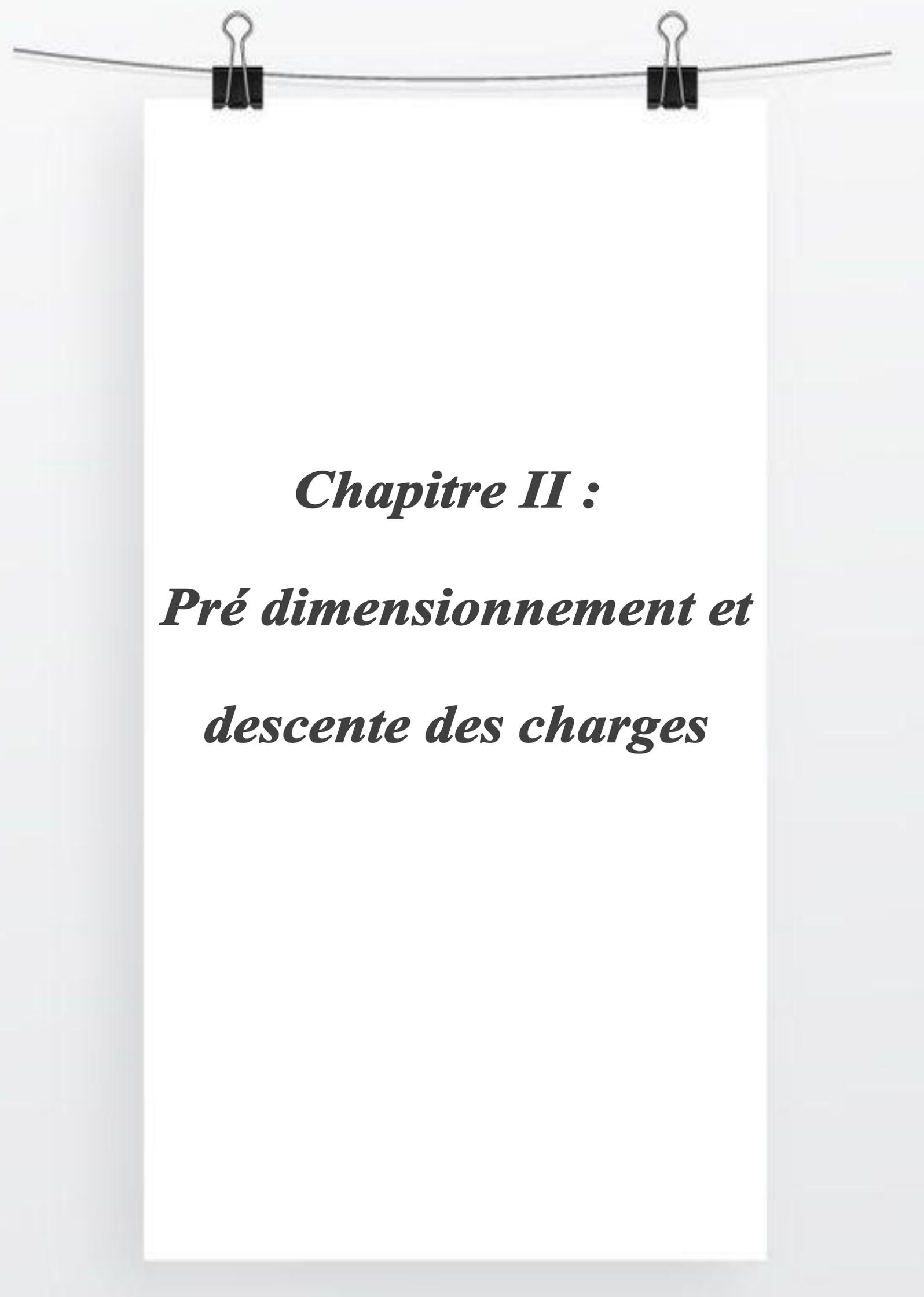
À L'états limite ultime : **1.35 G + 1.5 Q**

À L'états limite de service : **G + Q**

Les combinaisons d'actions considérées selon **RPA 99/Version 2003 [Art 5.2]** :

× **G + Q ± E**

× **0.8 G ± E**



***Chapitre II :***  
***Pré dimensionnement et***  
***descente des charges***

## **II.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement et descente des charges des sections des différents éléments résistants de la structure a pour but de déterminer les dimensions économiques, sera fait selon les règles du **BAEL91** et le **RPA99/Version 2003**, pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Dans ce Chapitre, on va faire un pré-dimensionnement pour les éléments suivants :

- Les Planchers
- Les Balcons
- L'escalier
- Les voiles
- Les poutres
- Les Poteaux

## **II.2. Pré dimensionnement :**

### **II.2.1. Les Planchers :**

On appelle **planchers** l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes (cloisons, revêtement) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs).

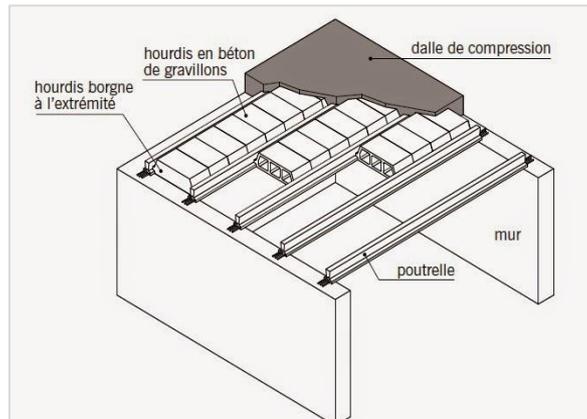
Les planchers doivent répondre aux critères suivants : Etanchéité et protection, Isolation thermique, isolation phonique, .... Etc.

#### **II.2.1.1. Plancher à corps creux :**

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...)

Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- ✓ Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- ✓ Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- ✓ Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- ✓ Treillis soudés.



**Figure 1: Schéma descriptif d'une dalle à corps creux**

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant :

$$\frac{h_t}{L_x} = \max \left\{ \frac{M_t}{15 M_0} ; \frac{1}{22.5} \right\} \dots\dots\dots \text{Selon CBA93 [Art B.6.8.4.2.4]}$$

Avec :  $L_x$  : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure entre nus.

On a :  $L_x = 440 \text{ cm}$

$M_t$  : Moment en travée  $M_t \geq 0.75 M_0$

$M_0$  : Moment isostatique

$$h_t = \max \left\{ \frac{0.75 M_0}{15 M_0} ; \frac{1}{22.5} \right\} \times 444 = \max \{ 22 ; 19.5 \} = 22 \text{ cm}$$

On adopte l'épaisseur :  $h_t = 25 \text{ cm}$

Avec :  $h_t = d + e = 20 + 5$

$d$  : l'épaisseur de corps creux

$e$  : l'épaisseur de dalle de compression

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_0 = \{ 8 ; 14 \} \Rightarrow$  on adopte :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

### a. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse. La disposition des poutrelles s'est faite en respectant le critère de la plus petite portée.

Les poutrelles se calculent comme des sections en "T", Leur dimension déterminée comme suite :

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = 2 b_1 + b_0$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher :  $L_{\text{hourdi}} = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$$\text{Pour } b_1 : \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_{\text{hourdi}}}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq 27.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 44 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

On prend :  $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

Donc la largeur de la nervure :  $b = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$

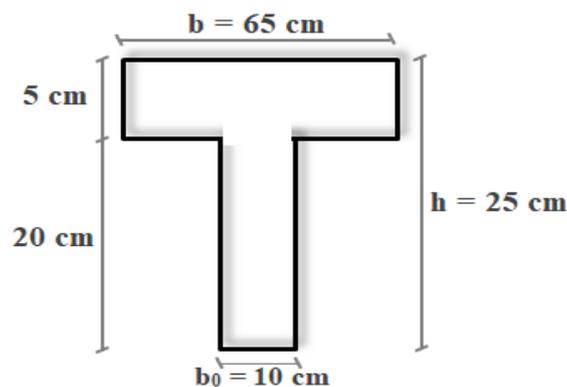


Figure 3: Dimensionnement de la poutrelle

### II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, qui repose avec ou sans continuité sur les appuis constitués par les poutres ou les murs.

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions en plan.

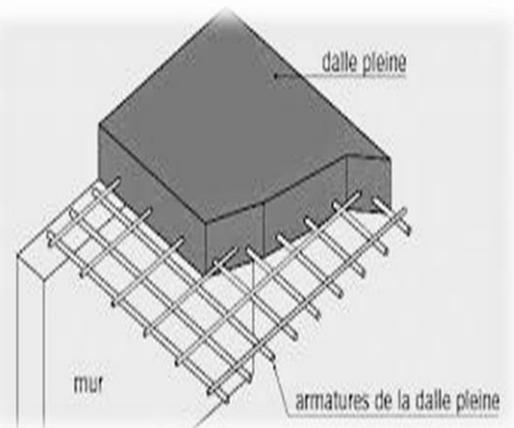
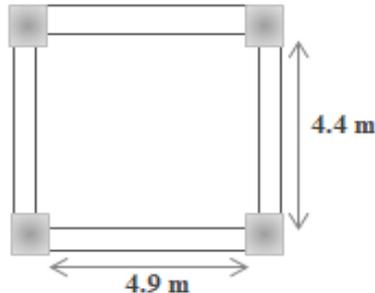


Figure 4: Schéma représenté d'une dalle pleine

**a. Type 1 :**

La dalle la plus sollicitée est de dimension suivante :



**Figure 5: Panneau dalle pleine (type 1)**

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir de conditions suivantes :

**1) Résistance au feu : Selon BAEL91**

- $e = 7 \text{ cm}$  ..... pour une heure de coup de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  ..... pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  ..... pour quatre heures de coup de feu.

⇒ On prend :  **$e = 16 \text{ cm}$**

**2) Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est calculé si :

- Dalle reposant sur **deux** appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$
- Dalle reposant sur **trois** ou **quatre** appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Avec : **L** : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Notre cas les dalles reposent sur **4** appuis donc :

$$\frac{440}{50} \leq e \leq \frac{440}{40} \quad \Rightarrow \quad 8.8 \text{ cm} \leq e \leq 11 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } e = 12 \text{ cm}$$

Finalement on prend pour la dalle (type I) une épaisseur égale à :  **$e = 16 \text{ cm}$**

**b. Type 2 :**

La dalle la plus sollicitée est de dimension suivante :

**1) Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est calculé si :

☒ Dalle reposant sur **deux** appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

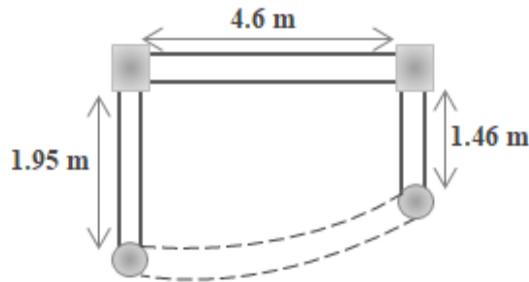
☒ Dalle reposant sur **trois** ou **quatre** appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Notre cas les dalles reposent sur **3** appuis donc :

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } e = 12 \text{ cm}$$

**c. Pour une dalle décorative :**

On a une dalle décorative de dimension suivant :



**Figure 7 : Panneau dalle pleine décorative**

La condition qui doit vérifier selon le nombre des appuis est:

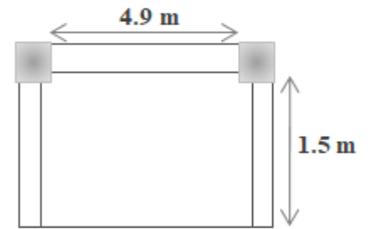
☒ Dalle reposant sur **deux** appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

☒ Dalle reposant sur **trois** ou **quatre** appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Notre dalle est reposent sur **4** appuis donc :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{146}{50} \leq e \leq \frac{146}{40} \Rightarrow 2.92 \text{ cm} \leq e \leq 3.65 \text{ cm}$$

Donc on adopte l'épaisseur de la dalle : **e = 12 cm**



**Figure 6 : Panneau dalle pleine (type 2)**

## II.2.2. Les Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivant :  $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

**L**: est la largeur du plus grand balcon, qui égale à : **L= 150 cm**

$$\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7 \quad \Rightarrow \quad 10 \text{ cm} \leq e \leq 14.5 \text{ cm}$$

Donc : on adopte l'épaisseur de balcon : **e = 12 cm**

## II.2.3. Escalier :

### II.2.3.1. Définition :

Escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Constituée d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. L'escalier est capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

### II.2.3.2. Composition d'un escalier :

- **La montée** : La hauteur d'escalier **H**.
- **Le giron "g"** : distance horizontale mesurée entre le nez de deux marches successives.
- **L'emmarchement** : dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier.
- **Le contre marche** : face verticale reliant deux marches successives.
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : plan horizontal plus large que les marches courantes.
- **La volée** : ensemble de marches successives, compris entre deux paliers.

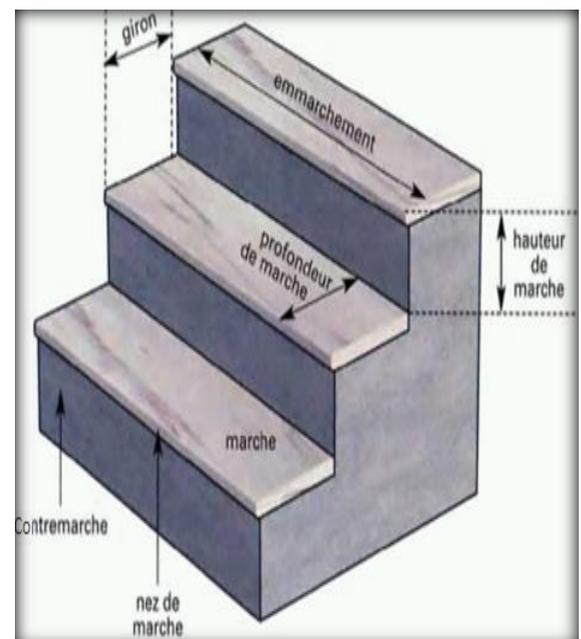


Figure 8 : Composition d'un escalier

### II.2.3.3. Dimensionnement d'escalier :

Le choix des dimensions est en fonction des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage pratiquement, on doit remplir les conditions suivantes :

#### Condition d'accès facile :

Selon la formule de **BLONDEL** qui est :  $60 \text{ cm} \leq m = g + 2h \leq 65 \text{ cm}$

Pour la hauteur de marche :  $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  **$h = 17 \text{ cm}$**

Pour la largeur de marche :  $22 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend :  **$g = 30 \text{ cm}$**

$$m = 30 + 2 \times 17 = \mathbf{64 \text{ cm}} \Rightarrow 60 \text{ cm} < \mathbf{64 \text{ cm}} < 65 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$$

#### a. RDC jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage :

- La hauteur d'étage :  **$h_e = 3.91 \text{ m}$**
- La hauteur de volée 1 et 3 :  **$h_v = 1.02 \text{ m}$**
- La hauteur de volée 2 :  **$h_v = 1.87 \text{ m}$**

#### 1) Pour volée 1 et 3 :

Nombre de contre marche :  $N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{102}{17} = \mathbf{6}$

Nombre des marches :  $N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = \mathbf{5 \text{ Marche}}$

La ligne de foulé :  $L_f = g \times N_m = 30 \times 5 = \mathbf{150 \text{ cm} = 1.5 \text{ m}}$

Inclinaison :  $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.02}{1.5} \Rightarrow \alpha = \mathbf{34.21^\circ}$

Epaisseur de la paillasse :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ; Avec :

$$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \mathbf{1.81 \text{ m}}$$

Donc :  $\frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20} \Rightarrow 6.03 \text{ cm} \leq e \leq 9.05 \text{ cm}$

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

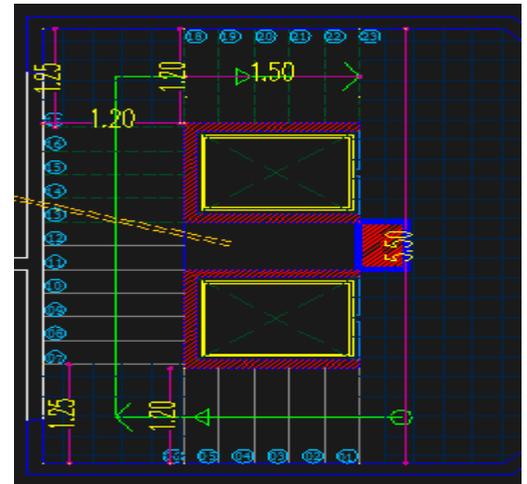


Figure 9 : Escalier à trois volées pour RDC à 3<sup>ème</sup> étage

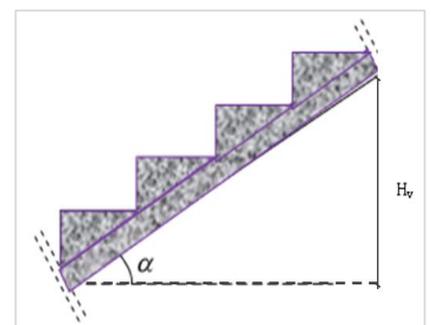


Figure 10 : L'inclinaison de la paillasse

2) Pour volée 2 :

Nombre de contre marche :  $N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1.87}{17} = 11$

Nombre des marches :  $N_m = N_c - 1 = 11 - 1 = 10$  Marche

La ligne de foulé :  $L_f = g \times N_m = 30 \times 10 = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$

Inclinaison :  $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.87}{3} \Rightarrow \alpha = 31.94^\circ$

Epaisseur de la paillasse :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ; Avec :

$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = 3.53 \text{ m}$

Donc :  $\frac{353}{30} \leq e \leq \frac{353}{20} \Rightarrow 11.77 \text{ cm} \leq e \leq 17.65 \text{ cm}$

On adopte :  $e = 18 \text{ cm}$

b. 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage :

- La hauteur d'étage :  $h_e = 3.23 \text{ m}$
- La hauteur de volée 1 et 3 :  $h_v = 1.02 \text{ m}$
- La hauteur de volée 2 :  $h_v = 1.19 \text{ m}$

1) Pour volée 1 et 3 :

Nombre de contre marche :  $N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{1.02}{17} = 6$

Nombre des marches :  $N_m = N_c - 1 = 6 - 1 = 5$  Marche

La ligne de foulé :  $L_f = g \times N_m = 30 \times 5 = 150 \text{ cm} = 1.5 \text{ m}$

Inclinaison :  $\tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.02}{1.5} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

Epaisseur de la paillasse :  $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$  ; Avec :

$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = 1.81 \text{ m}$

Donc :  $\frac{181}{30} \leq e \leq \frac{181}{20} \Rightarrow 6.03 \text{ cm} \leq e \leq 9.05 \text{ cm}$

On adopte :  $e = 18 \text{ cm}$

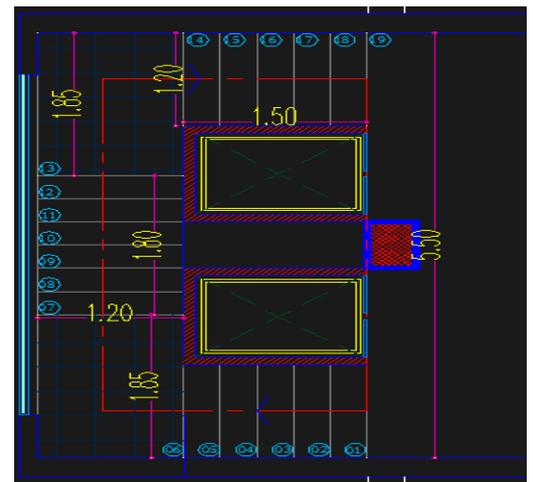


Figure 11 : Escalier à trois volées pour 4<sup>ème</sup> à 10<sup>ème</sup> étage

## 2) Pour volée 2 :

$$\text{Nombre de contre marche : } N_c = \frac{H_v}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

$$\text{Nombre des marches : } N_m = N_c - 1 = 7 - 1 = \mathbf{6 \text{ Marche}}$$

$$\text{La ligne de foulé : } L_f = g \times N_m = 30 \times 6 = \mathbf{180 \text{ cm} = 1.8 \text{ m}}$$

$$\text{Inclinaison : } \tan \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.19}{1.8} \Rightarrow \alpha = \mathbf{33.47^\circ}$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad ; \text{ Avec :}$$

$$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \mathbf{2.16 \text{ m}}$$

$$\text{Donc : } \frac{216}{30} \leq e \leq \frac{216}{20} \Rightarrow 7.2 \text{ cm} \leq e \leq 10.8 \text{ cm}$$

On adopte :  $e = \mathbf{18 \text{ cm}}$

## II.2.4. Les Voiles :

### II.2.4.1. Définition :

Les voiles sont des murs en béton armé qui servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et les efforts verticaux puis les transmettent aux fondations.

D'après le **RPA99/Version 2003 [Art 7.7.1]** :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4 a$ .

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

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivant :

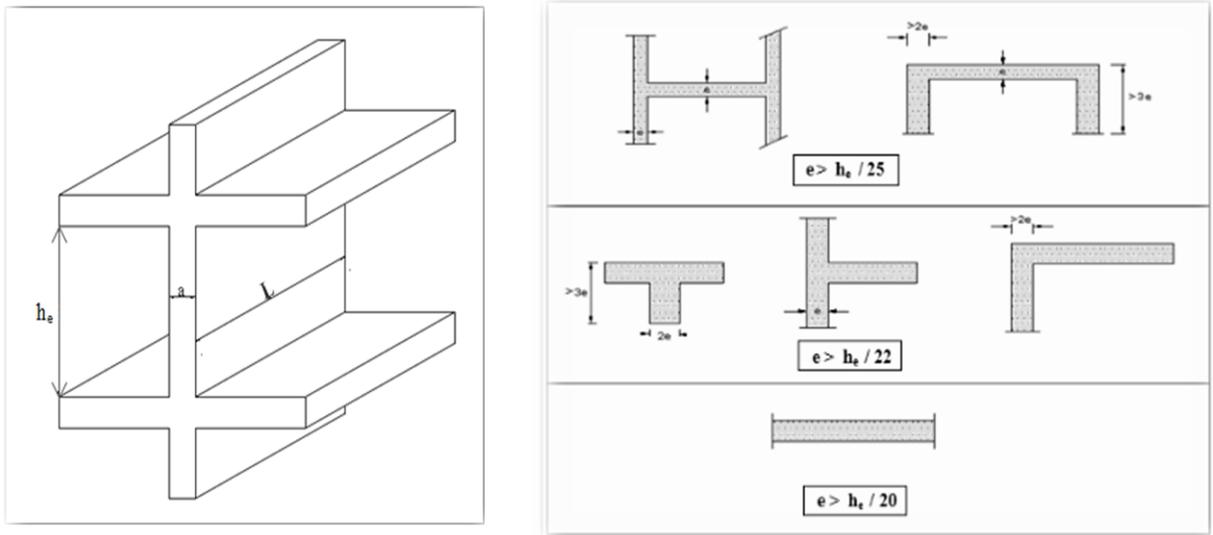


Figure 12: Coupe de voile en élévation et en plan

### II.2.4.2. Pré dimensionnement :

Dans notre cas on a **trois** types des voiles :

**a. Type 1** : pour la plus grand hauteur :  $h_e = 3.91 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 19.55 \text{ cm}$$

On adopte :  $e = 20 \text{ cm}$

☒ Vérification de la condition :  $L_{\min} < 4e$

✓ Sens longitudinal :  $L_{\min} = 160 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$  ..... (CV)

✓ Sens transversal :  $L_{\min} = 250 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$  ..... (CV)

**b. Type 2** : pour la plus grand hauteur :  $h_e = 3.91 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 17.77 \text{ cm}$$

On adopte :  $e = 20 \text{ cm}$

☒ Vérification de la condition :  $L_{\min} < 4e$

✓ Sens longitudinal :  $L_{\min} = 370 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$  ..... (CV)

✓ Sens transversal :  $L_{\min} = 350 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$  ..... (CV)

**c. Type 3** : Pour la cage d'ascenseur

Pour la plus grand hauteur :  $h_e = 3.91 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 15.64$$

On adopte **e = 20 cm**

☒ Vérification de la condition :  $L_{\min} < 4e$

✓ Sens longitudinal :  $L_{\min} = 150 \text{ cm} > 120 \text{ cm}$  ..... (CV)

✓ Sens transversal :  $L_{\min} = 300 \text{ cm} > 120 \text{ cm}$  ..... (CV)

☞ Pour le voile entre deux cages d'ascenseur :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 19.55$$

On adopte **e = 30 cm**

☒ Vérification de la condition :  $L_{\min} < 4e$

✓ Sens longitudinal :  $L_{\min} = 150 \text{ cm} > 120 \text{ cm}$  ..... (CV)

## II.2.5. Les poutres :

### II.2.5.1. Définitions :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a **deux types** de poutres :

#### a. Les poutres principales :

- ✗ Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- ✗ Elles relient les poteaux.
- ✗ Elles supportent la dalle.

#### b. Les poutres secondaires (Chaînages) :

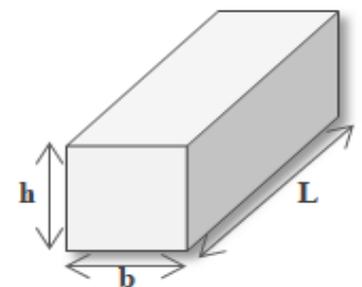
- ✗ Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

### II.2.5.2. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91** et vérifié selon le **RPA99/Version 2003**, et les formules empiriques sont :

Selon **BAEL91** : Condition de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} : \quad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$



**Figure 13 : Dimensions de la poutre**

Vérification selon RPA99/Version 2003 [Art 7.5] :

Les poutres doit respecter les dimensions ci-après :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$$

Avec :

**h** : la hauteur de la poutre.

**b** : la largeur de la poutre.

**L** : la plus grande portée de la poutre.

### a. Les poutres principales :

Soit :  $L_{\max} = 530 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre :  $\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  On adopte : **h = 45 cm**

La largeur de la poutre :  $0.3 \times 45 \leq b \leq 0.5 \times 45 \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 22.5 \text{ cm}$

Pour des raisons architecturale on adopte : **b = 30 cm**

**Pour la vérification :**

✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.5 \text{ cm} \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

### b. Les poutres secondaires :

Soit :  $L_{\max} = 500 \text{ cm}$

La hauteur de la poutre :  $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$

$\Rightarrow$  On adopte : **h = 40 cm**

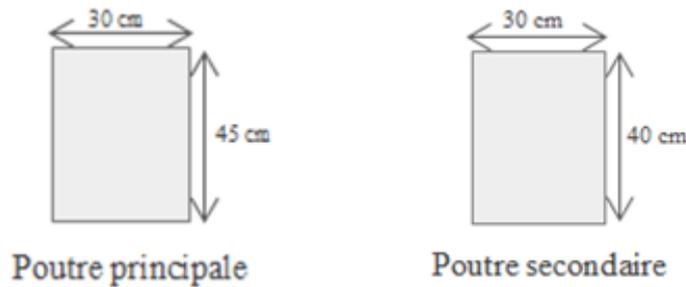
La largeur de la poutre :  $0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20$

Pour des raisons architecturale on adopte : **b = 30 cm**

Pour la vérification :

- ✓  $h \geq 30\text{cm}$  , donc :  $40\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$  ..... (CV)
- ✓  $b \geq 20\text{cm}$  , donc :  $30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$  ..... (CV)
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$  , donc :  $1.33 \leq 4$  ..... (CV)

Finalement, Tous les conditions de **RPA99/Version 2003** sur les dimensions des poutres sont satisfaites, donc on adopte :



### II.2.6. Les poteaux :

Les poteaux en BA sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armature incorporé, ils supportent les charges (permanentes et d’exploitation) transmises qu’ils transmettent jusqu’aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification des hypothèses ci-dessous :

#### a. D’après RPA99/Version 2003 [Art 7.4.1] :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{ cm}$   $\Rightarrow$  en zone **I** et **II**
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{ cm}$   $\Rightarrow$  en zone **III**
- ✓  $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

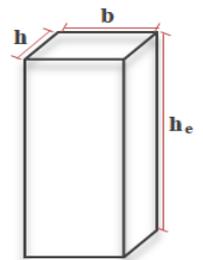


Figure 14 : Dimensions d’un poteau de section rectangulaire

#### b. D’après BAEL91 :

L’effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau est donné par la formule suivante :

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

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section du béton, donc :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \mathbf{B_r} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Avec :

$$\mathbf{B_r} : \text{Section réduite du poteau} \Rightarrow \mathbf{B_r} = (h - 0.02) (b - 0.02)$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élancement du poteau est calculé par :

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Donc :

$$\text{Si : } \lambda = 35 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.708 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{B_r} \geq 0.064 N_u$$

$$\text{Si : } \lambda = 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.603 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{B_r} \geq 0.075 N_u$$

$N_u$  : est déterminé à partir de la **descente des charges**

Pour notre cas on adopte :  $\mathbf{B_r} \geq 0.064 N_u$

### c. Vérification de l'élancement :

Selon **BAEL91**, l'élancement  $\lambda$  est donné par la formule suivant :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$L_f$  : la longueur de flambement

$i$  : le rayon de giration, égale à :  $i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$

$I_{\min}$  : le moment quadratique

$B$  : la section de béton

## II.3. Evaluation des charges :

### a. Plancher terrasse inaccessible :

#### 1) Dalle à corps creux :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2) Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3) Isolation thermique	0.04	04	0.16
4) Béton forme de pente	0.10	22	2.2
5) Dalle à corps creux	0.25	/	3.3
6) Enduit plâtre	0.20	10	0.2
<b>Totale</b>			<b>G = 6.83 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 1: Charge permanente et d'exploitation due au plancher Corps creux

#### 2) Dalle pleine e = 16 cm

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2) Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3) Isolation thermique	0.04	04	0.16
4) Béton forme de pente	0.10	22	2.2
5) Dalle pleine	0.16	25	4
6) Enduit plâtre	0.20	10	0.2
<b>Totale</b>			<b>G = 7.53KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 2: Charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine e =16 cm

#### 3) Dalle pleine : e = 12 cm

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Protection en gravillons roulés	0.05	17	0.85
2) Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3) Isolation thermique	0.04	04	0.16
4) Béton forme de pente	0.10	22	2.2
5) Dalle pleine	0.12	25	3
6) Enduit plâtre	0.20	10	0.2
<b>Totale</b>			<b>G = 6.53KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 3: charge permanente et d'exploitation due au Plancher dalle pleine e= 12 cm

**b. Plancher terrasse accessible :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5) Dalle à corps creux	0.25	/	3.3
6) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale</b>			<b>G = 4.82 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 4: charge permanente et d'exploitation due au plancher terrasse accessible (Corps creux)**

**c. Plancher étage en corps creux (entre sol jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage) :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle à corps creux	0.25	/	3.3
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison	0.1	10	1
<b>Totale</b>			<b>G = 5.7 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 5: charge permanente et d'exploitation due au plancher étage en corps creux (Entre sol jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage)**

**d. Plancher étage en corps creux (4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage) :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle à corps creux	0.25	/	3.3
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison	0.1	10	1
<b>Totale</b>			<b>G = 5.7 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 6: charge permanente et d'exploitation due au plancher étage en corps creux (4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage)**

**e. Plancher étage :**

1) Dalle pleine :  $e = 16$  cm (entre sol jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage) :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle pleine	0.16	25	4
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison	0.1	10	1
<b>Totale</b>			<b>G = 6.4 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 7: charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine  $e = 16$ cm

2) Dalle pleine :  $e = 12$  cm (RDC jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage) :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle pleine	0.12	25	3
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison	0.1	10	1
<b>Totale</b>			<b>G = 5.4 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 8: charge permanente et d'exploitation due au plancher dalle pleine  $e = 12$ cm

**f. Plancher de sous-sol en dalle pleine :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de repose	0.02	20	0.4
3) Lit de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle pleine	0.16	25	4
5) Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6) Cloison	0.1	10	1
<b>Totale</b>			<b>G = 6.4 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 9 : charge permanente et d'exploitation due à la dalle pleine sous-sol

**g. Les Balcons :**

**1) Balcon terrasse :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Gravillon roulé	0.02	22	0.44
2) Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3) Mortier de pose	0.02	20	0.4
4) Couche de sable	0.02	18	0.36
5) Dalle pleine	0.12	25	3
6) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 4.72 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 10 : charge permanente et d'exploitation due au Balcon terrasse**

**2) Balcon étage :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) Dalle pleine	0.12	25	3
5) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 4.6 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 3.5 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 11 : charge permanente et d'exploitation due au Balcon étage**

**h. Maçonnerie :**

**1) Mur extérieurs :**

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2) Brique creux	0.10	09	0.9
3) l'âme d'air	0.05	/	/
4) Brique creux	0.15	09	1.35
5) Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>Totale</b>			<b>G = 2.97 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 12: charge permanente due aux Murs extérieurs**

2) Mur intérieurs :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2) Brique creux	0.1	09	0.9
3) Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>Totale</b>			<b>G = 1.62 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 13 : Charge permanente due aux Murs intérieurs

3) Cloisons intérieures à double parois :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2) Brique creux	0.10	09	0.9
3) l'âme d'air	0.05	/	/
4) Brique creux	0.15	09	1.35
5) Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Totale</b>			<b>G = 2.65 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 14 : charge permanente due aux Cloisons intérieures à double paroi

i. Escaliers :

1) Le Palier :

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) poids propre de palier	0.18	25	4.5
5) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 6.1 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 15 : charge permanente et d'exploitation due au palier

2) Paillasse 1: pour  $\alpha = 34.21^\circ$

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) poids propre des marches	0.17/2	25	2.12
5) poids propre de paillasse	0.18/cos(34.21)	25	5.44
6) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 9.16 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 16 : charge permanente et d'exploitation due au paillasse 1

3) Paillasse 2: pour  $\alpha = 31.94^\circ$

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) poids propre des marches	0.17/2	25	2.12
5) poids propre de paillasse	0.18/cos(31.94)	25	5.30
6) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 9.02 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 17 : charge permanente et d'exploitation due au Paillasse 2

4) Paillasse 3: pour  $\alpha = 33.47^\circ$

Couche	e (m)	$\gamma$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	0.02	22	0.44
2) Mortier de pose	0.02	20	0.4
3) Couche de sable	0.02	18	0.36
4) poids propre des marches	0.17/2	25	2.12
5) poids propre de paillasse	0.18/cos(33.47)	25	5.39
6) Enduit de ciment	0.02	20	0.4
<b>Totale</b>			<b>G = 9.11 KN/m<sup>2</sup></b>
<b>Surcharge d'exploitation</b>			<b>Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau 18 : charge permanente et d'exploitation due au Paillasse 3

**j. L'acrotère :**

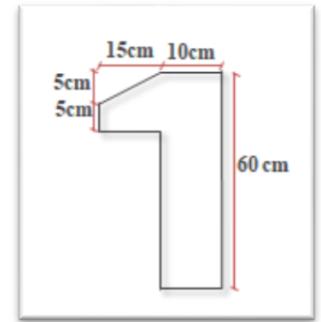
La surface de l'acrotère est :

$$S = \frac{0.05 \times 0.15}{2} + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = \mathbf{0.07125 \text{ m}^2}$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G = (0.07125 \times 25) = \mathbf{1.78125 \text{ KN/m}^2}$$

La charge d'exploitation est : **Q = 1 KN/m<sup>2</sup>**



**Figure 15: Dimension de l'acrotère**

**II.4. La descente des charges :**

La descente des charges a pour but l'évaluation des actions de pesanteur permanente (G) et variable (Q) qu'ils supportent au niveau de chaque étage permettant le calcul des poteaux et de leur fondation.

Dans notre cas, on a choisie pour faire la descente des charges des poteaux pour la détermination des efforts internes à l'état limite ultime et à l'état limite de service, qui sont :

- ✗ Poteau intermédiaire **5-E**
- ✗ Poteau centrale **5-D**
- ✗ Poteau de rive **1-E**
- ✗ Poteau intermédiaire **1-D**

**II.4.1. Poteau intermédiaire "5-E" :**

**a. Niveau terrasse accessible :**

1) Plancher :

$$S = (2.5 \times 2.35) 2 = \mathbf{11.75 \text{ m}^2}$$

$$G = 4.82 \times 11.75 = \mathbf{56.635 \text{ KN}}$$

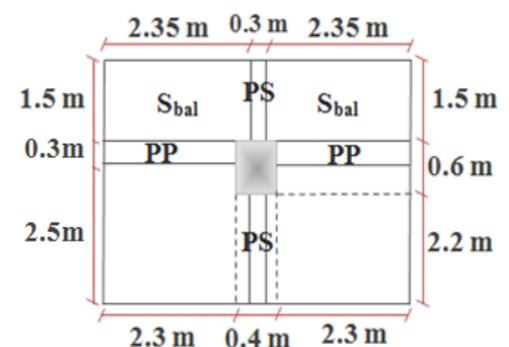
$$S' = (2.35 \times 2 + 0.3) \times (2.5 + 0.3) = \mathbf{14 \text{ m}^2}$$

$$Q = 1.5 \times 14 = \mathbf{21 \text{ KN}}$$

2) Balcon :

$$S = (1.5 \times 2.35) 2 = \mathbf{7.05 \text{ m}^2}$$

$$G = 4.72 \times 7.05 = \mathbf{33.276 \text{ KN}}$$



**Figure 16 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau terrasse + étage 10<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>)**

$$S' = (2.35 \times 2 + 0.3) \times 1.5 = 7.5 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.5 \times 7.5 = 11.25 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$$

4) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.5 + 1.5) = 12 \text{ KN}$$

**b. Niveau d'étage 10<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup> :**

1) Plancher :

$$S = (2.5 \times 2.35) \times 2 = 11.75 \text{ m}^2$$

$$G = 5.7 \times 11.75 = 66.975 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 11.75 = 17.625 \text{ KN}$$

2) Balcon :

$$S = (1.5 \times 2.35) \times 2 = 7.05 \text{ m}^2$$

$$G = 4.6 \times 7.05 = 32.43 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 \times 7.05 = 24.675 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$$

4) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.5 + 1.5) = 12 \text{ KN}$$

5) Poids de poteau :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 19.38 \text{ KN}$$

6) Poids de cloison intérieure :

$$G = 1.62 \times (2.2 \times 2) \times (3.23 - 0.4) = 20.172 \text{ KN}$$

7) Poids de cloison extérieure :

$$G = 2.97 \times (2.3 \times 2) \times (3.23 - 0.45) = 37.980 \text{ KN}$$

8) Poids de cloison double paroi :

$$G = 2.65 \times 1.5 \times (3.23 - 0.4) = 11.249 \text{ KN}$$

**c. Niveau d'étage 3<sup>ème</sup> à RDC :**

1) Plancher :

☒ Charge permanente :

Corps creux :  $S = (2.35 \times 2.5) 2 = 11.75 \text{ m}^2$

$G = 5.7 \times 11.75 = 66.975 \text{ KN}$

Dalle pleine :  $S = (2.35 \times 1.5) 2 = 7.05 \text{ m}^2$

$G = 5.4 \times 7.05 = 38.07 \text{ KN}$

$\Rightarrow G_{\text{tot}} = 66.975 + 38.07 = 105.045 \text{ KN}$

☒ Charge d'exploitation :

$S = 11.75 + 7.05 = 18.8 \text{ KN}$

$Q = 5 \times 18.8 = 94 \text{ KN}$

2) Poids de poutre principale :

$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$

3) Poids de poutre secondaire :

$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.5 + 1.5) = 12 \text{ KN}$

4) Poids de poteau :

$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$

5) Poids de cloison intérieure :

$G = 1.62 \times 2.2 \times (3.91 - 0.4) = 12.509 \text{ KN}$

6) Poids de cloison double paroi :

$G = 2.65 \times 1.5 \times (3.91 - 0.4) = 13.952 \text{ KN}$

**d. Niveau d'étage " entre sol et sous-sol " :**

1) Plancher :

$S = (2.5 \times 2.35) 2 = 11.75 \text{ m}^2$

$G = 5.7 \times 11.75 = 66.975 \text{ KN}$

$Q = 5 \times 11.75 = 58.75 \text{ KN}$

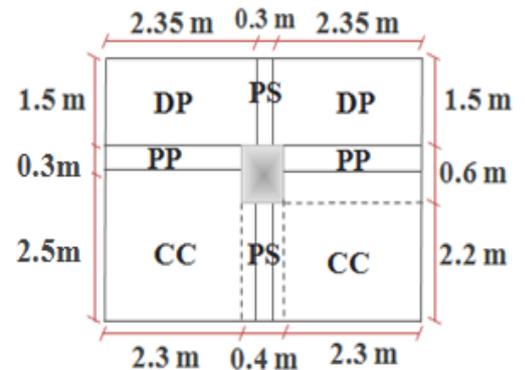


Figure 17 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau d'étage 3<sup>ème</sup> à RDC)

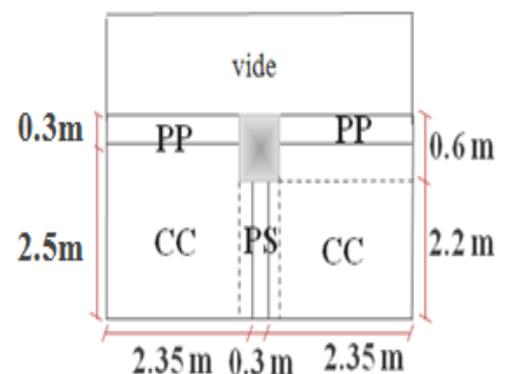


Figure 18 : Dimension de la section revenant au poteau 5-E (niveau entre sol + sous-sol)

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = \mathbf{15.862 \text{ KN}}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.5 = \mathbf{7.5 \text{ KN}}$$

4) Poids de poteau " entre sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = \mathbf{23.46 \text{ KN}}$$

5) Poids de poteau " sous-sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = \mathbf{20.4 \text{ KN}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Les éléments	Q avant dégression	Coefficient de dégression	Après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N1	- Plancher terrasse (11ème étage)	21	1	56.635	21
	- Balcon terrasse	11.25	1	33.276	11.25
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- cloison intérieur	/		20.172	/
	- cloison extérieur	/		37.980	/
	- cloison double paroi	/		11.249	/
N2	- Venant de N1	/		206.554	32.25
	- Plancher étage	17.625	1	66.975	17.625
	- Balcon étage	24.675	1	32.43	24.675
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- cloison intérieur	/		20.172	/
	- cloison extérieur	/		37.980	/
	- cloison double paroi	/		11.249	/

N3	- Venant de N2	/		422.602	74.55
	- Plancher étage	17.625	0.9	66.975	15.862
	- Balcon étage	24.675	0.9	32.43	22.207
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- Cloison intérieur	/		20.172	/
	- Cloison extérieur	/		37.980	/
	- Cloison double paroi	/		11.249	/
N4	- Venant de N3	/		638.65	112.619
	- Plancher étage	17.625	0.8	66.975	14.1
	- Balcon étage	24.675	0.8	32.43	19.74
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- Cloison intérieur	/		20.172	/
	- Cloison extérieur	/		37.980	/
	- Cloison double paroi	/		11.249	/
N5	- Venant de N4	/		854.698	146.459
	- Plancher étage	17.625	0.7	66.975	12.337
	- Balcon étage	24.675	0.7	32.43	17.272
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- Cloison intérieur	/		20.172	/
	- Cloison extérieur	/		37.980	/
	- Cloison double paroi	/		11.249	/

N6	- Venant de N5	/		1070.746	176.068
	- Plancher étage	17.625	0.6	66.975	10.575
	- Balcon étage	24.675	0.6	32.43	14.805
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- Cloison intérieur	/		20.172	/
	- Cloison extérieur	/		37.980	/
	- Cloison double paroi	/		11.249	/
N7	- Venant de N6	/		1286.794	201.448
	- Plancher étage	17.625	0.5	66.975	8.812
	- Balcon étage	24.675	0.5	32.43	12.337
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		19.38	/
	- Cloison intérieur	/		20.172	/
	- Cloison extérieur	/		37.980	/
	- Cloison double paroi	/		11.249	/
N8	- Venant de N7	/		1502.842	222.597
	- Plancher étage	17.625	0.5	66.975	8.812
	- Balcon étage	24.675	0.5	32.43	12.337
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		23.46	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	- Cloison double paroi	/		13.952	/
N9	- Venant de N8	/		1680.03	243.746
	- Plancher étage	94	0.5	105.045	47
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		23.460	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	- Cloison double paroi	/		13.952	/

N10	- Venant de N9	/		1862.858	290.746
	- Plancher étage	94	0.5	105.045	47
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		23.460	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	- Cloison double paroi	/		13.952	/
N11	- Venant de N10	/		2045.686	337.746
	- Plancher étage	94	0.5	105.045	47
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		23.460	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	- Cloison extérieur	/		13.952	/
N12	- Venant de N11	/		2228.514	384.746
	- Plancher étage	94	0.5	105.045	47
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		12	/
	- poteau	/		23.460	/
N13	- Venant de N12	/		2384.881	431.746
	- Plancher étage	58.75	0.5	66.975	29.375
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		7.5	/
	- Poteau	/		20.4	/
<b>Totale</b>				<b>2495.618</b>	<b>461.121</b>

**Tableau 19: Descente des charges pour poteau centrale 5-E**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (2495.618) + 1.5 (461.121) = \mathbf{4060.766 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 2495.618 + 461.121 = \mathbf{2956.739 \text{ KN}}$$

Avec majoration de 10 % :  $N_u = 4466.843 \text{ KN}$

$N_{ser} = 3252.413 \text{ KN}$

## II.4.2. Poteau centrale "5-D":

### a. Niveau terrasse inaccessible (Buanderie) :

#### 1) Plancher :

##### ☒ Charge permanente :

Corps creux :  $S = (2.35 \times 2.35) \times 2 = 11.045 \text{ m}^2$

$G = 6.83 \times 11.045 = 75.437 \text{ KN}$

Dalle pleine :  $S = (1.2 \times 2.35) \times 2 = 5.64 \text{ m}^2$

$G = 6.53 \times 5.64 = 36.829 \text{ KN}$

$\Rightarrow G_{tot} = 75.437 + 36.829 = 112.266 \text{ KN}$

##### ☒ Charge d'exploitation :

$S = (2.3 \times 2 + 0.4) \times (1.2 + 0.3 + 2.35) - 0.1 \times 5 = 18.75 \text{ m}^2$

$Q = 1 \times 18.75 = 18.75 \text{ KN}$

#### 2) Acrotère :

$S = 0.1 (2.3 + 0.4 + 2.3) = 0.5 \text{ m}^2$

$G = 1.78125 \times 0.5 = 0.891 \text{ KN}$

#### 3) Poids de poutre principale :

$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$

#### 4) Poids de poutre secondaire :

$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 + 1.2) = 10.65 \text{ KN}$

### b. Niveau terrasse (11<sup>ème</sup> étage):

#### 1) Plancher :

##### ☒ Charge permanente :

Terrasse accessible :  $S = (2.35 \times 2.35) \times 2 = 11.045 \text{ m}^2$

$G = 4.82 \times 11.045 = 53.237 \text{ KN}$

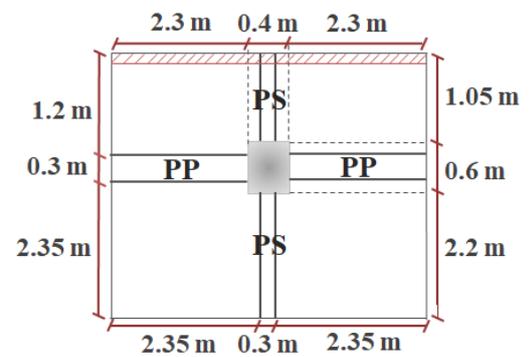


Figure 19: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau terrasse)

Plancher d'étage 11<sup>ème</sup>:  $S = (2.35 \times 2.35) 2 = 11.045 \text{ m}^2$

$$G = 5.7 \times 11.045 = 62.956 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{tot}} = 53.237 + 62.956 = 116.193 \text{ KN}$$

☒ **Surcharge d'exploitation :**

$$S = (2.35 \times 2.35) 4 = 22.09 \text{ m}^2$$

$$Q = 1.5 \times 22.09 = 33.135 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.10 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 19.38 \text{ KN}$$

5) Mur extérieur :

$$G = 2.97 \times (3.23 - 0.45) \times 2.3 \times 2 = 37.980 \text{ KN}$$

c. Niveau d'étage 10<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup> :

1) Plancher :

$$S = (2.35 \times 2.35) 4 = 22.09 \text{ m}^2$$

$$G = 5.7 \times 22.09 = 125.913 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 22.09 = 33.135 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.10 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.23 = 19.38 \text{ KN}$$

5) Cloisons intérieures :

$$G = 1.62 \times (3.23 - 0.4) \times 2.2 \times 4 = 40.344 \text{ KN}$$

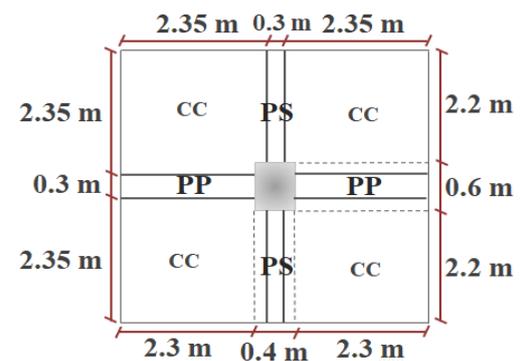


Figure 20: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage 11<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>)

**d. Niveau d'étage 3<sup>ème</sup> à 1<sup>ère</sup> :**

1) Plancher :

☒ Charge permanente :

Corps creux :  $S = (2.35 \times 2.35) 2 = 11.045 \text{ m}^2$

$G = 5.7 \times 11.045 = 62.956 \text{ KN}$

Dalle pleine :  $S = (2.35 \times 2.35) 2 = 11.045 \text{ m}^2$

$G = 6.4 \times 11.045 = 70.688 \text{ KN}$

$\Rightarrow G_{\text{tot}} = 62.956 + 70.688 = 133.644 \text{ KN}$

☒ Charge d'exploitation :

$S = (2.35 \times 2.35) 4 = 22.09 \text{ m}^2$

$Q = 5 \times 22.09 = 110.45 \text{ KN}$

2) Poids de poutre principale :

$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$

3) Poids de poutre secondaire :

$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.10 \text{ KN}$

4) Poids de poteau :

$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$

5) Cloisons intérieures :

$G = 1.62 \times (3.91 - 0.4) \times 2.2 = 12.509 \text{ KN}$

**e. Niveau d'étage RDC à sous-sol :**

1) Plancher :

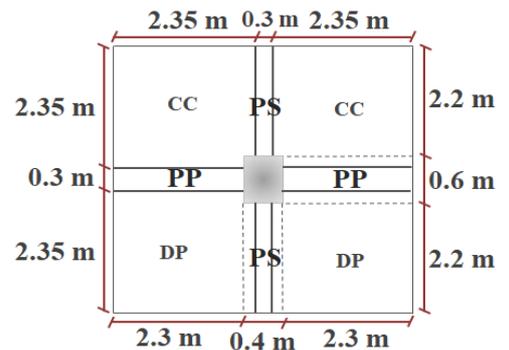
$S = (2.35 \times 2.35) 4 = 22.09 \text{ m}^2$

$G = 5.7 \times 22.09 = 125.913 \text{ KN}$

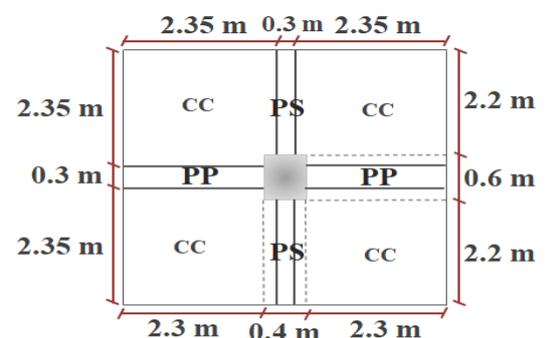
$Q = 5 \times 22.09 = 110.45 \text{ KN}$

2) Poids de poutre principale :

$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 15.862 \text{ KN}$



**Figure 21: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage 3<sup>ème</sup> à 1<sup>ère</sup>)**



**Figure 22: Dimension de la section revenant au poteau 5-D (niveau d'étage RDC et entre sol)**

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = \mathbf{14.10 \text{ KN}}$$

4) Cloison intérieur " RDC" et "entre sol " :

$$G = 1.62 (3.91 - 0.4) \times 2.2 = \mathbf{12.509 \text{ KN}}$$

5) Poids de poteau " RDC" et "entre sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = \mathbf{23.46 \text{ KN}}$$

6) Poids de poteau " sous-sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = \mathbf{20.4 \text{ KN}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Les éléments	Q avant dégression	Coefficient de dégression	Après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N1	- Plancher terrasse (buanderie)	18.75	1	112.266	18.75
	- Acrotère	/		0.891	/
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		10.65	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Mur extérieur	/		37.980	/
N2	- Venant de N1	/		197.029	18.75
	- Plancher terrasse (11 <sup>ème</sup> étage)	33.135	1	116.193	33.135
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/
N3	- Venant de N2	/		402.908	51.885
	- Plancher étage	33.135	0.9	125.913	29.821
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/

N4	- Venant de N3	/		618.507	81.706
	- Plancher étage	33.135	0.8	125.913	26.508
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/
N5	- Venant de N4	/		834.106	108.214
	- Plancher étage	33.135	0.7	125.913	23.194
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/
N6	- Venant de N5	/		1049.705	131.408
	- Plancher étage	33.135	0.6	125.913	19.881
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/
N7	- Venant de N6	/		1265.304	151.289
	- Plancher étage	33.135	0.5	125.913	16.567
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/
N8	- Venant de N7	/		1480.903	167.856
	- Plancher étage	33.135	0.5	125.913	16.567
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		19.380	/
	- Cloison intérieur	/		40.344	/

<b>N9</b>	- Venant de N8	/		1696.502	184.423
	- Plancher étage	33.135	0.5	125.913	16.567
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		23.46	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	<b>N10</b>	- Venant de N9	/		1888.346
- Plancher étage		110.45	0.5	133.644	55.225
- Poutre principale		/		15.862	/
- Poutre secondaire		/		14.10	/
- poteau		/		23.460	/
- Cloison intérieur		/		12.509	/
<b>N11</b>		- Venant de N10	/		2087.921
	- Plancher étage	110.45	0.5	133.644	55.225
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		23.460	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/
	<b>N12</b>	- Venant de N11	/		2287.496
- Plancher étage		110.45	0.5	133.644	55.225
- Poutre principale		/		15.862	/
- Poutre secondaire		/		14.10	/
- poteau		/		23.460	/
- Cloison intérieur		/		12.509	/
<b>N13</b>		- Venant de N12	/		2487.071
	- Plancher étage	110.45	0.5	125.913	55.225
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- Poteau	/		23.460	/
	- Cloison intérieur	/		12.509	/

<b>N14</b>	- Venant de N13	/		2678.915	421.890
	- Plancher étage	110.45	0.5	125.913	55.225
	- Poutre principale	/		15.862	/
	- Poutre secondaire	/		14.10	/
	- poteau	/		20.4	/
<b>Totale</b>				<b>2855.190</b>	<b>477.115</b>

**Tableau 20 : Descente des charges Pour poteau centrale 5-D**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (2855.19) + 1.5 (477.115) = \mathbf{4570.179 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 2855.19 + 477.115 = \mathbf{3332.305 \text{ KN}}$$

Avec majoration de **10 %** :  $N_u = \mathbf{5027.197 \text{ KN}}$

$$N_{ser} = \mathbf{3665.535 \text{ KN}}$$

✓ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br \geq 0.064 N_u = 0.064 \times 10^{-3} \times 5027.197 = \mathbf{0.3217}$$

Et on a :  $Br = (h - 0.02) (b - 0.02)$

Si on adopte :  $b = \mathbf{0.65 \text{ m}}$ , donc :

$$Br = (h - 0.02) (0.65 - 0.02) = (h - 0.02) \times 0.63 \geq 0.3217 \Rightarrow h \geq 0.53 \text{ m}$$

Donc on adopte :  $b = \mathbf{0.65 \text{ m}}$

$$h = \mathbf{0.65 \text{ m}}$$

✓ **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que :  $Br = (h - 0.02) (b - 0.02) \geq 0.064 N_u$

$$\Rightarrow Br = (0.65 - 0.02) (0.65 - 0.02) = \mathbf{0.3969} \dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow \mathbf{0.064 N_u = 0.3217 \text{ m}^2} \dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section rectangulaire :  $I = \frac{bh^3}{12}$  et  $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 3.91 \times \frac{\sqrt{12}}{0.65} = 14.58 < 35 \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

Pour la zone **II**, il faut vérifier les conditions suivantes :

- ✱  $\text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min} (65 ; 65) = 65 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$
- ✱  $\text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (65 ; 65) = 65 \text{ cm} > \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm} \dots\dots (CV)$
- ✱  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.65}{0.65} = 1 < 4 \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Le dimensionnement du poteau central :**

Selon **RPA99/Version 2003** [Art 7.4.1 page 48] :

Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Le dimensionnement de la section de poteau centrale est représenté dans le tableau suivant :

Etage	$N_u$ (KN)	$N_u$ majoré (KN)	$0.064 \times N_u$ majoré	b (m)	h (m)	$L_0$ (m)	$\lambda$	Condition: $\lambda < 35$
Sous-sol	4570.179	5027.197	0.3217	0.65	0.65	3.4	12.68	CV
Entre sol	4249.370	4674.307	0.2991	0.65	0.65	3.91	14.58	CV
RDC	3907.543	4298.297	0.2751	0.65	0.65	3.91	14.58	CV
1 <sup>ère</sup> étage	3555.279	3910.807	0.2502	0.60	0.60	3.91	15.80	CV
2 <sup>ème</sup> étage	3203.016	3523.318	0.2255	0.60	0.60	3.91	15.80	CV
3 <sup>ème</sup> étage	2850.752	3135.827	0.2006	0.60	0.60	3.91	15.80	CV
4 <sup>ème</sup> étage	2566.912	2823.603	0.1807	0.55	0.55	3.23	14.24	CV
5 <sup>ème</sup> étage	2251.003	2476.103	0.1585	0.55	0.55	3.23	14.24	CV
6 <sup>ème</sup> étage	1935.094	2128.603	0.1362	0.55	0.55	3.23	14.24	CV
7 <sup>ème</sup> étage	1614.214	1775.635	0.1136	0.50	0.50	3.23	15.66	CV
8 <sup>ème</sup> étage	1288.364	1417.200	0.0907	0.50	0.50	3.23	15.66	CV
9 <sup>ème</sup> étage	957.543	1053.297	0.0674	0.50	0.50	3.23	15.66	CV
10 <sup>ème</sup> étage	621.753	683.928	0.0438	0.45	0.45	3.23	17.40	CV
Buanderie	294.114	323.525	0.0207	0.45	0.45	3.23	17.40	CV

**Tableau 21: Résultat de pré dimensionnement de la section du poteau centrale**

## II.4.3. Poteau de rive "1-E ":

### a. Niveau terrasse (4<sup>ème</sup> étage) :

#### 1) Plancher :

##### ☒ Charge permanente :

Corps creux :  $S = 2.55 \times 2.5 = 6.375 \text{ m}^2$

$$G = 6.83 \times 6.375 = 43.541 \text{ KN}$$

Dalle pleine :  $S = 2.55 \times 1.5 = 3.825 \text{ m}^2$

$$G = 6.53 \times 3.825 = 24.977 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{tot}} = 43.541 + 24.977 = 68.518 \text{ KN}$$

##### ☒ Charge d'exploitation :

$$S' = [(2.55 + 0.3) \times (1.5 + 0.6 + 2.2)] - 0.705 = 11.55 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \times 11.55 = 11.55 \text{ KN}$$

#### 2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

#### 3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.5 + 1.5) = 12 \text{ KN}$$

#### 4) Poids de l'acrotère :

$$S = 0.1 \times (2.55 + 0.3 + 2.2 + 0.6 + 1.4) = 0.705 \text{ m}^2$$

$$G = 1.78125 \times 0.705 = 1.256 \text{ KN}$$

### b. Niveau d'étage (3<sup>ème</sup> à RDC) :

#### 1) Plancher :

##### ☒ Charge permanente :

Corps creux :  $S = 2.55 \times 2.5 = 6.375 \text{ m}^2$

$$G = 5.7 \times 6.375 = 36.337 \text{ KN}$$

Dalle pleine :  $S = 2.55 \times 1.5 = 3.825 \text{ m}^2$

$$G = 5.4 \times 3.825 = 20.655 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{tot}} = 36.337 + 20.655 = 56.992 \text{ KN}$$

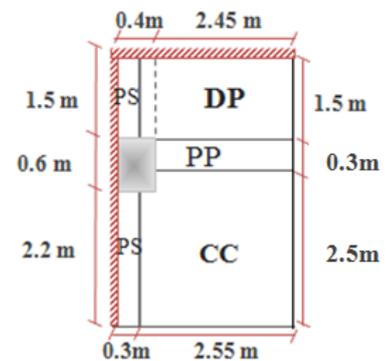


Figure 23: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau terrasse)

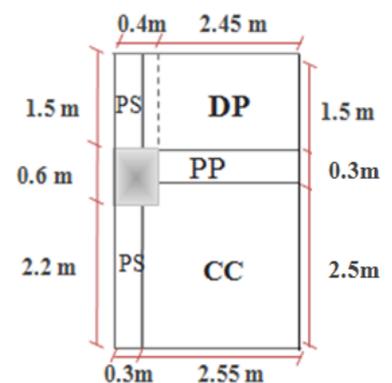


Figure 24: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau d'étage 3<sup>ème</sup> à RDC)

☒ Charge d'exploitation :

$$S' = 6.375 + 3.825 = 10.2 \text{ m}^2$$

$$Q = 5 \times 10.2 = 51 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.5 + 1.5) = 12 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$$

5) Cloison extérieur :

$$G = 2.97 \times (3.91 - 0.4) \times (2.2 + 1.5) = 38.571 \text{ KN}$$

c. Niveau d'étage " entre sol et sous-sol " :

1) Plancher :

$$S = 2.5 \times 2.55 = 6.375 \text{ m}^2$$

$$G = 5.7 \times 6.375 = 36.337 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times 6.375 = 31.875 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.5 = 7.5 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau " entre sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$$

5) Cloison extérieur " entre sol " :

$$G = 2.97 \times 3.91 \times (2.55 + 0.3) = 33.096 \text{ KN}$$

6) Poids de poteau " sous-sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = 20.4 \text{ KN}$$

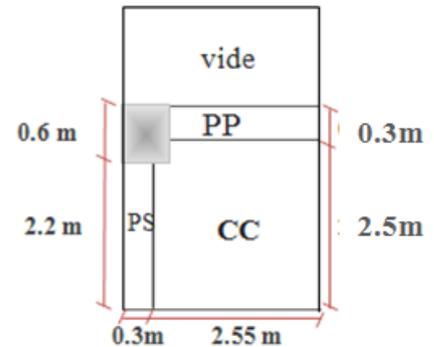


Figure 25: Dimension de la section revenant au poteau 1-E (niveau entre sol et sous-sol)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Les éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	- Plancher terrasse	68.518	11.55
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	12	/
	- Acrotère	1.256	/
	- Poteau	23.46	/
	- Mur extérieur	38.571	/
N2	- Venant de N1	152.441	11.55
	- Plancher étage	56.992	51
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	12	/
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	38.571	/
N3	- Venant de N2	292.07	62.55
	- Plancher étage	56.992	51
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	12	/
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	38.571	/
N4	- Venant de N3	431.571	113.55
	- Plancher étage	56.992	51
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	12	/
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	38.571	/
N5	- Venant de N4	571.2	164.55
	- Plancher étage	56.992	51
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	12	/
	- Poteau	23.46	/
	- mur intérieur	33.096	/

<b>N6</b>	- Venant de N5	705.354	215.55
	- Plancher étage	36.337	31.875
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	7.5	/
	- Poteau	20.4	/
<b>Totale</b>		<b>778.197</b>	<b>247.425</b>

**Tableau 22: Descente des charges pour poteau intermédiaire 1-E**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (778.197) + 1.5 (247.425) = \mathbf{1421.703 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 778.197 + 247.425 = \mathbf{1025.622 \text{ KN}}$$

Avec majoration de 10 % :  $N_u = \mathbf{1563.873 \text{ KN}}$

$$N_{ser} = \mathbf{1128.184 \text{ KN}}$$

✓ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br \geq 0.064 N_u = 0.064 \times 10^{-3} \times 1563.873 = \mathbf{0.1000}$$

Et on a :  $Br = (h - 0.02) (b - 0.02)$

Si on adopte :  $b = \mathbf{0.4 \text{ m}}$ , donc :

$$Br = (h - 0.02) (0.4 - 0.02) = (h - 0.02) \times 0.38 \geq 0.1000 \Rightarrow h \geq 0.28 \text{ m}$$

Donc on adopte :  $b = \mathbf{0.4 \text{ m}}$

$$h = \mathbf{0.4 \text{ m}}$$

✓ **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que :  $Br = (h - 0.02) (b - 0.02) \geq 0.064 N_u$

$$\Rightarrow Br = (0.4 - 0.02) (0.4 - 0.02) = \mathbf{0.1444} \dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow \mathbf{0.064 N_u = 0.1000 \text{ m}^2} \dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section **rectangulaire** :  $I = \frac{bh^3}{12}$  et  $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 3.91 \times \frac{\sqrt{12}}{0.4} = 23.7 < 35 \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

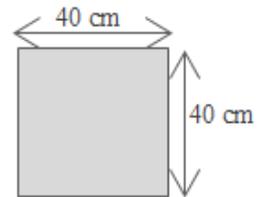
Pour la zone **II**, il faut vérifier les conditions suivantes :

✱  $\text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min} (40 ; 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots (CV)$

✱  $\text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (40 ; 40) = 40 \text{ cm} > \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm} \dots\dots (CV)$

✱  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.4}{0.4} = 1 < 4 \dots\dots\dots (CV)$

Donc on adopte la section de poteau :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$



**II.4.4. Poteau intermédiaire "1-D ":**

**a. Niveau terrasse (4<sup>ème</sup> étage) :**

1) Plancher :

$$S1 = 2.55 \times 2.35 = 5.992 \text{ m}^2$$

$$S2 = (2.55 \times 2.35) - (0.4 \times 0.4) = 5.832 \text{ m}^2$$

$$G = 6.83 \times 5.992 + 7.53 \times 5.832 = 84.84 \text{ KN}$$

$$S' = [(2.85 \times 5) - (0.4 \times 0.4)] - (0.1 \times 5) = 13.59 \text{ m}^2$$

$$Q = 1 \times 13.59 = 13.59 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.1 \text{ KN}$$

4) Poids de l'acrotère :

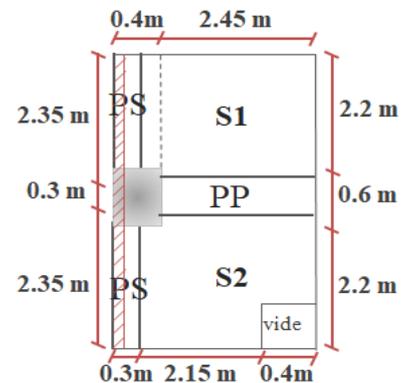
$$S = 0.1 \times (2.2 + 0.6 + 2.2) = 0.5 \text{ m}^2$$

$$G = 1.78125 \times 0.5 = 0.891 \text{ KN}$$

**b. Niveau d'étage (RDC à 3<sup>ème</sup>) :**

1) Plancher :

$$S1 = 2.55 \times 2.35 = 5.992 \text{ m}^2$$



**Figure 26: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau terrasse)**

$$S2 = (2.55 \times 2.35) - (0.4 \times 0.4) = 5.832 \text{ m}^2$$

$$G = 5.7 \times 5.992 + 6.4 \times 5.832 = 71.479 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times (5.992 + 5.832) = 59.12 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.3 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.1 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$$

5) Poids de palier :

$$S = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$G = 6.1 \times 0.16 = 0.976 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 0.16 = 0.4 \text{ KN}$$

6) Mur extérieur :

$$G = 2.97 \times [(3.91 - 0.4) \times 2.2 \times 2] = 45.869 \text{ KN}$$

c. Niveau d'étage " entre sol et sous-sol " :

1) Plancher :

$$S1 = 2.55 \times 2.35 = 5.992 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.55 \times 2.35 = 5.992 \text{ m}^2$$

$$G = 5.7 \times 5.992 + 6.4 \times 5.992 = 72.503 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times (5.992 + 5.992) = 59.92 \text{ KN}$$

2) Poids de poutre principale :

$$G = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 2.55 = 8.606 \text{ KN}$$

3) Poids de poutre secondaire :

$$G = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (2.35 \times 2) = 14.1 \text{ KN}$$

4) Poids de poteau " entre sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.91 = 23.46 \text{ KN}$$

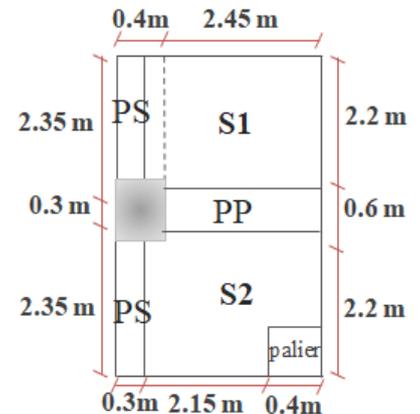


Figure 27: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau d'étage RDC à 3ème)

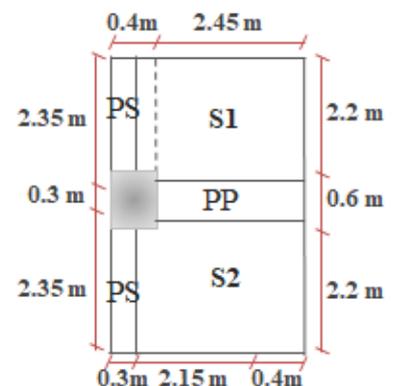


Figure 28: Dimension de la section revenant au poteau 1-D (niveau entre sol et sous-sol)

5) Cloison intérieur " entre sol " :

$$G = 1.62 \times 3.91 \times 2.7 \times 2 = 34.205 \text{ KN}$$

6) Poids de poteau " sous-sol " :

$$G = 0.4 \times 0.6 \times 25 \times 3.4 = 20.4 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Les éléments	G (KN)	Q (KN)
N1	- Plancher terrasse	84.84	13.59
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Acrotère	0.891	/
	- Palier	0.976	0.4
	- Poteau	23.46	/
	- Mur extérieur	45.869	/
N2	- Venant de N1	178.742	13.99
	- Plancher étage	71.479	59.12
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Palier	0.976	0.4
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	45.869	/
N3	- Venant de N2	343.232	73.51
	- Plancher étage	71.479	59.12
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Palier	0.976	0.4
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	45.869	/

N4	- Venant de N3	507.722	133.03
	- Plancher étage	71.479	59.12
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Palier	0.976	0.4
	- Poteau	23.46	/
	- mur extérieur	45.869	/
N5	- Venant de N4	672.212	192.55
	- Plancher étage	71.479	59.12
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Poteau	23.46	/
	- Cloison intérieurs	34.205	/
N6	- Venant de N5	824.062	251.670
	- Plancher étage	72.503	59.92
	- Poutre principale	8.606	/
	- Poutre secondaire	14.10	/
	- Poteau	20.4	/
<b>Totale</b>		<b>939.671</b>	<b>311.590</b>

**Tableau 23: Descente des charges pour poteau intermédiaire 1-D**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (939.671) + 1.5 (311.59) = \mathbf{1735.941 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 939.671 + 311.59 = \mathbf{1251.261 \text{ KN}}$$

Avec majoration de 10 % :  $N_u = \mathbf{1909.535 \text{ KN}}$

$$N_{ser} = \mathbf{1376.387 \text{ KN}}$$

✓ **Calcul de la section du poteau :**

$$Br \geq 0.064 N_u = 0.064 \times 10^{-3} \times 1909.535 = \mathbf{0.1222}$$

Et on a :  $Br = (h - 0.02) (b - 0.02)$

Si on adopte :  $b = \mathbf{0.4 \text{ m}}$ , donc :

$$Br = (h - 0.02) (0.4 - 0.02) = (h - 0.02) \times 0.38 \geq 0.1222 \Rightarrow h \geq 0.34 \text{ m}$$

Donc on adopte : **b = 0.4 m**

$$h = 0.4 \text{ m}$$

✓ **Vérification :**

➤ **Vérification de la section du poteau :**

On doit vérifier que :  $B_r = (h - 0.02) (b - 0.02) \geq 0.064 N_u$

$$\Rightarrow B_r = (0.4 - 0.02) (0.4 - 0.02) = \mathbf{0.1444} \quad \dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow \mathbf{0.064 N_u = 0.1222 \text{ m}^2} \quad \dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow (1) > (2) \quad \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification de flambement :**

Pour une section **rectangulaire** :  $I = \frac{bh^3}{12}$  et  $B = b \times h \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 0.7 \times 3.91 \times \frac{\sqrt{12}}{0.4} = 23.7 < 35 \quad \dots\dots (CV)$$

➤ **Vérification les conditions de RPA99/Version 2003 :**

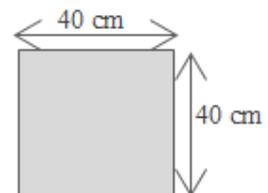
Pour la zone **II**, il faut vérifier les conditions suivantes :

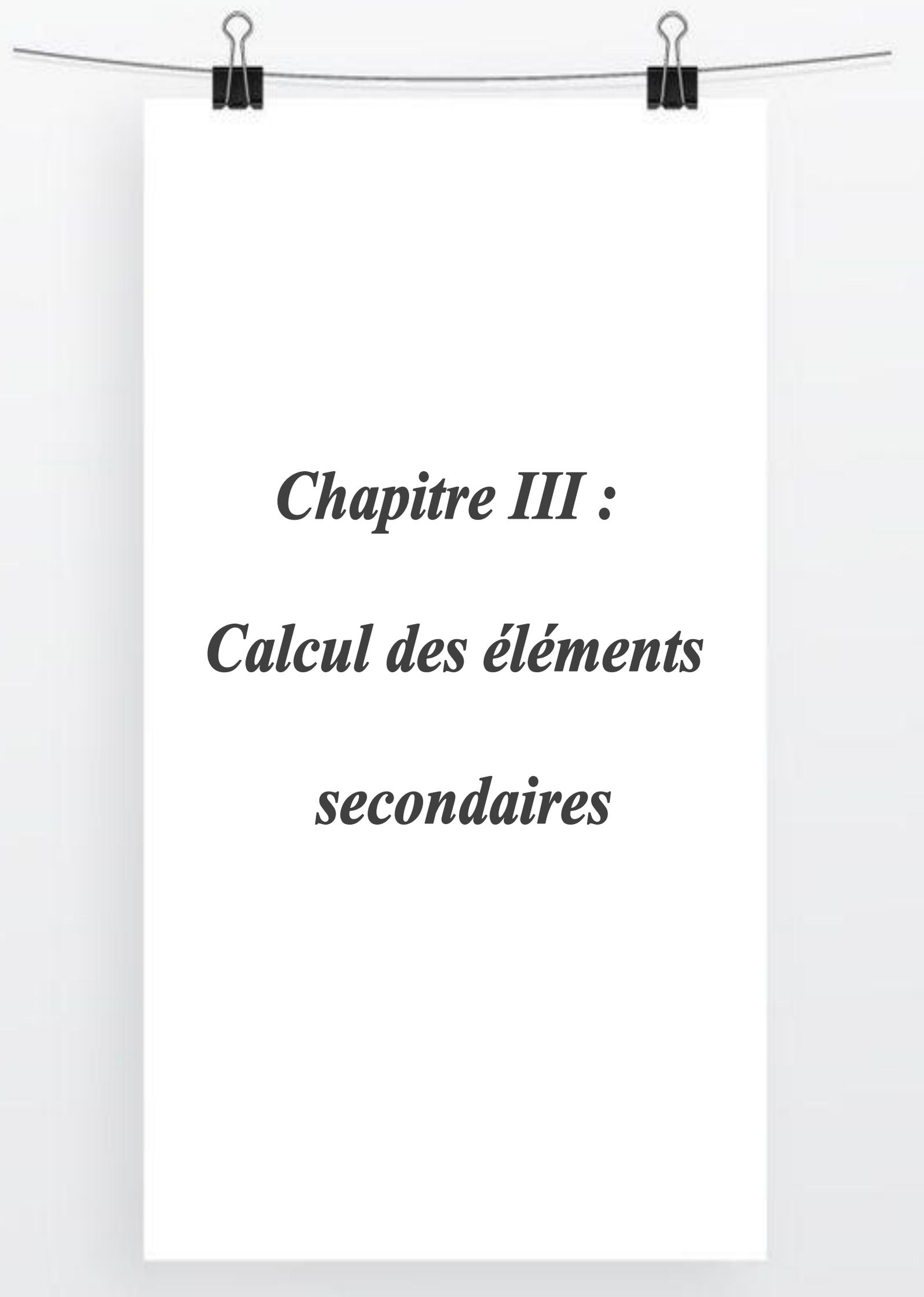
$$\times \text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min} (40 ; 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \dots\dots (CV)$$

$$\times \text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{min} (40 ; 40) = 40 \text{ cm} > \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm} \quad \dots\dots (CV)$$

$$\times \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} = 0.25 < \frac{0.4}{0.4} = 1 < 4 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

Donc on adopte la section de poteau :  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$





***Chapitre III :***

***Calcul des éléments***

***secondaires***

## III.1. Introduction :

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

- L'acrotère.
- Les planchers en corps creux et en dalle pleine et les balcons.
- Les escaliers.

## III.2. Acrotère :

### III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales et la sécurité des gens, personnes. Elle est assimilée à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), le calcul se fera à la flexion composée soumise à un effort normal dû à son poids propre «  $W_P$  » et une surcharge «  $F_P$  » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

### III.2.2. Dimensionnement :

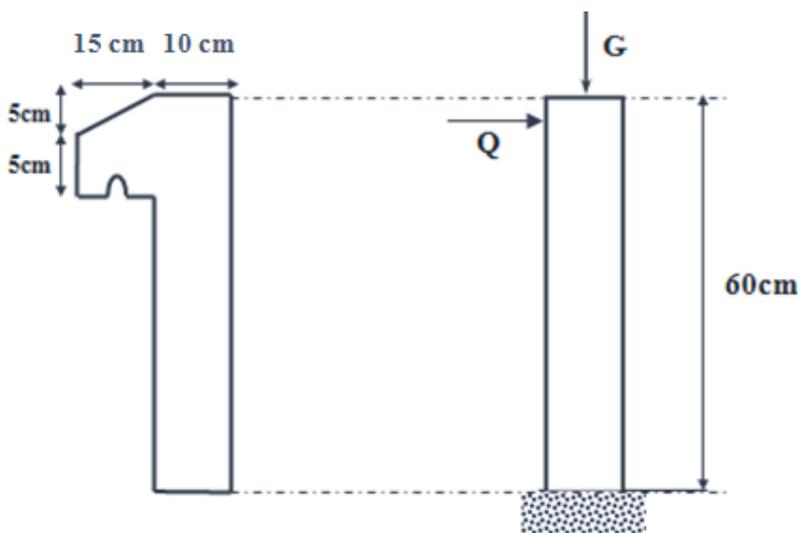


Figure 1 : Coupe transversale



Figure 2 : Schéma descriptif de l'acrotère

### III.2.3. Etude de l'acrotère :

#### III.2.3.1. Evaluation des charges :

$$\text{La Surface : } S = \frac{0.05 \times 0.15}{2} + (0.05 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = \mathbf{0.07125 \text{ m}^2}$$

$$\text{Charge permanente : } G = (0.07125 \times 25) = \mathbf{1.78125 \text{ KN/ m}^2}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$$

#### a. Détermination de l'effort due au séisme :

Selon **RPA99/Version2003** [Art 6.2.3] les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_P = 4.A.C_P.W_P$$

Avec :

**F<sub>P</sub>** : Force horizontal agissant sur les éléments non structuraux.

**A** : Coefficient d'accélération (**tableau 4.1 de RPA99/Version 2003**)

$$A = \mathbf{0.2}$$

**C<sub>P</sub>**: Facteur de force horizontale (**tableau 6.1 de RPA99/Version 2003**)

$$C_P = \mathbf{0.8}$$

**W<sub>P</sub>** : Poids propre de l'acrotère : **W<sub>p</sub> = 1.78125 KN/m<sup>2</sup>**

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.78125 = \mathbf{1.14 \text{ KN/ml}}$$

**Pour G** : **N<sub>G</sub> = 1.781 KN/ml ; M<sub>G</sub> = 0 ; V<sub>G</sub> = 0**

**Pour Q** : **N<sub>Q</sub> = 0 ; M<sub>Q</sub> = Q × H = 0.6 KN/ml ; V<sub>Q</sub> = Q = 1KN/ml**

**Pour F<sub>p</sub>** : **N<sub>FP</sub> = 0 ; M<sub>FP</sub> = F<sub>p</sub> × H = 1.14 × 0.6 = 0.684 KN/ml , V<sub>FP</sub> = F<sub>p</sub> = 1.14 KN/ml**

On a : **F<sub>p</sub> ≥ Q** alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations suivantes :

Poids propre : **N<sub>G</sub> = 1.781 KN/ml**

Surcharges : **Q = 1.14 KN/ml**

Moment fléchissant: **M<sub>FP</sub> = F<sub>p</sub> × H = 0.684 KN.m**

Effort tranchant : **V<sub>FP</sub> = F<sub>p</sub> = 1.14KN/ml**

#### III.2.3.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul est effectué sur une bonde de **1 m** soumise à la flexion composée

**a. ELU :**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.78125 = \mathbf{2.405 \text{ KN/ml}}$$

$$V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.14 = \mathbf{1.71 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = V_u \times H = 1.71 \times 0.6 = \mathbf{1.026 \text{ KN.m}}$$

**b. ELS :**

$$N_{ser} = G = \mathbf{1.781 \text{ KN/ml}}$$

$$V_{ser} = F_p = \mathbf{1.14 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ser} = V_{ser} \times h = \mathbf{0.684 \text{ KN.m}}$$

**III.2.3.3. La position de centre de pression :**

D'après le **BAEL 91** :

**☒ Excentricité "e<sub>0</sub>" :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.026}{2.405} = \mathbf{42.66 \text{ cm}}$$

**☒ La nature de la section :**

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = \mathbf{1.66 \text{ cm}}$$

$$e_0 > e_1 : \left\{ \begin{array}{l} - \text{Le centre de pression "C" se trouve en dehors de la section.} \\ - \text{La section est partiellement comprimée.} \end{array} \right.$$

⇒ La flexion avec compression apparait un risque de flambement.

**Donc** : il faut majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

**☒ L'excentricité totale :**

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

**e<sub>tot</sub>** : L'excentricité totale de calcul.

**e<sub>a</sub>** : Excentricité additionnelle.

**e<sub>2</sub>** : Excentricité dus aux efforts de second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm} \} = \mathbf{2 \text{ cm}}$$

$$e_2 = (3 \times L_f^2 \times \frac{1}{10000 h}) \times (2 + \alpha \emptyset) ; \text{ Avec : } \alpha = 0, \emptyset = 2G \Rightarrow \text{ne crée aucun moment}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 60)^2}{10 \times 10^4} \times (2 + 0) = \mathbf{0.864 \text{ cm}}$$

$$e_{\text{tot}} = 42.66 + 2 + 0.864 = \mathbf{45.524 \text{ cm}}$$

**a. Vérification de flambement :**

On doit vérifier que :  $\lambda \leq \lambda_{\text{max}}$

Avec :

$$\lambda : \text{L élancement, qui donnée par la formule : } \lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{h}$$

$L_f$  : est la longueur du flambement.

D'après CBA93 [Art B.8.3.2], « ... Si le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre

$$L_f = 2 L_0 \dots \gg$$

$h$  : est l'épaisseur de l'acrotère.

$$\lambda_{\text{max}} = \max \{ 50 ; \min \left( \frac{67 e_0}{h} ; 100 \right) \} = \max \{ 50 ; \min \left( \frac{67 \times 42.64}{10} ; 100 \right) \} = \mathbf{100}$$

$$\text{Donc : } \lambda = 2 \times 0.6 \times \frac{\sqrt{12}}{0.1} = \mathbf{41.56} < \lambda_{\text{max}} = \mathbf{100} \dots \dots \dots (CV)$$

Donc : le calcul de flambement n'est pas nécessaire

**b. Sollicitation majorées " $\delta_f$ ":**

**1) Calcul de coefficient de majoration " $\delta_f$ ":**

$$\delta_f = \left\{ \begin{array}{ll} \min \left[ 1 + 0.15 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \frac{h}{e_0} ; 1.4 \right] & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} > 0.75 \dots \dots \dots (1) \\ 1 + 0.2 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 & \rightarrow \text{si } \frac{e_0}{h} < 0.75 \dots \dots \dots (2) \end{array} \right\}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0.4266}{0.1} = \mathbf{4.266} > 0.75$$

On utilise la 1<sup>ère</sup> formule :

$$\delta_f = \min \left( 1 + 0.15 \left( \frac{41.56}{35} \right)^2 \times \frac{0.1}{0.4266} ; 1.4 \right) = \mathbf{1.049}$$

**2) Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.049 \times 2.405 = \mathbf{2.523 \text{ KN}}$$

$$M_u^* = N_u^* \times e_{\text{tot}} = 2.523 \times 0.45524 = \mathbf{1.148 \text{ KN.m}}$$

3) Etat limite service :

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_u = 1.049 \times 1.781 = \mathbf{1.868 \text{ KN}}$$

$$M_{ser}^* = N_{ser}^* \times e_{tot} = 1.881 \times 0.45524 = \mathbf{0.85 \text{ KN.m}}$$

III.2.3.4. Calcul le ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de **1 m**, pour une section soumise à la flexion composée :

a. La position de centre de pression :

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.148}{2.523} = \mathbf{0.4550 \text{ m} = 45.50 \text{ cm}}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} = \mathbf{1.66 \text{ cm}}$$

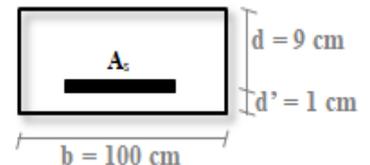
⇒  $e > e_0$  : Le centre de pression "C" se trouve à l'extérieur de la section

Donc La section est **partiellement comprimé (SPC)**

b. Calcul à la flexion simple :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

b (cm)	h (cm)	d (cm)
100	10	9



Le calcul des sollicitations par rapport à la zone tendue :

1) Etat limite ultime :

☒ Calcul des armatures :

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.148 + 2.523 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = \mathbf{1.249 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.249 \times 10^6}{1000 \times (90)^2 \times 14.16} = \mathbf{0.010} < \mu_{lim} = \mathbf{0.286} \Rightarrow \text{pas d'armature comprimé}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = \mathbf{0.012}$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 9 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = \mathbf{8.96 \text{ cm}}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.249 \times 10^5}{8.96 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = A_{su}^* - \left[\frac{N_u^*}{f_{su}}\right] = 0.4 - \left[\frac{2.523 \times 10^3}{348 \times 10^2}\right] = \mathbf{0.33 \text{ cm}^2}$$

2) Etat limite de service :

☒ Calcul le moment limite de service :

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{sc}} \quad ; \text{ Avec :}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est **préjudiciable** :  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma}_{sc} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = \mathbf{240 \text{ MPa}}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 240} = \mathbf{0.484}$$

$$\mu_r = \frac{\left(\frac{\alpha_r}{2}\right)}{\left(1 - \frac{\alpha_r^2}{3}\right)} = \mathbf{0.26}$$

$$M_{ii} = \mu_r b d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 0.26 \times 1000 \times (90)^2 \times 15 = \mathbf{31.59 \text{ KN}}$$

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.84 + 1.868 \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = \mathbf{0.915 \text{ KN.m}}$$

$M_{ser}^a < M_{ii} \Rightarrow$  Pas d'armatures comprimées

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 9 \left(1 - \frac{0.484}{3}\right) = \mathbf{7.548 \text{ cm}}$$

$$A_s^* = \frac{M_{ser}^a}{z \times \sigma_s} = \frac{0.915 \times 10^5}{7.548 \times 240 \times 10^2} = \mathbf{0.50 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = A_s^* - \left[ \frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} \right] = 0.5 - \left[ \frac{1.868 \times 10^3}{240 \times 10^2} \right] = \mathbf{0.42 \text{ cm}^2}$$

3) Ferrailage minimale :

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.09 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max \{ A_u ; A_{ser} ; A_{s \text{ min}} \} = \max \{ 0.32 ; 0.42 ; 1.09 \} = \mathbf{1.09 \text{ cm}^2}$$

On adopte: **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

c. vérification des contraintes :

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

**1) La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0$$

$$100 y^2 + 30 \times 2.01 - 30 \times 2.01 \times 9 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

**2) Vérification de la contrainte du béton comprimé:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] = 1743.49 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.915 \times 10^6}{1743.49 \times 10^4} = 0.052 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.052 \times 20.5 = 1.06 \text{ N/mm}^2 < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots (CV)$$

**3) Vérification de la contrainte des armatures tendues:**

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y) = 15 \times 0.052 \times (90 - 20.5) = 54.21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots (CV)$$

**d. vérification de cisaillement :**

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

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.710 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.019 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots (CV)$$

**e. les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**f. Espacement max:**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

On adopte:  $S_t = 25 \text{ cm}$

**☒ Dans le sens le moins sollicité :**

$$S_t \leq \min [4h ; 45 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

On adopte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

## III.2.3.5. Schéma de ferrailage :

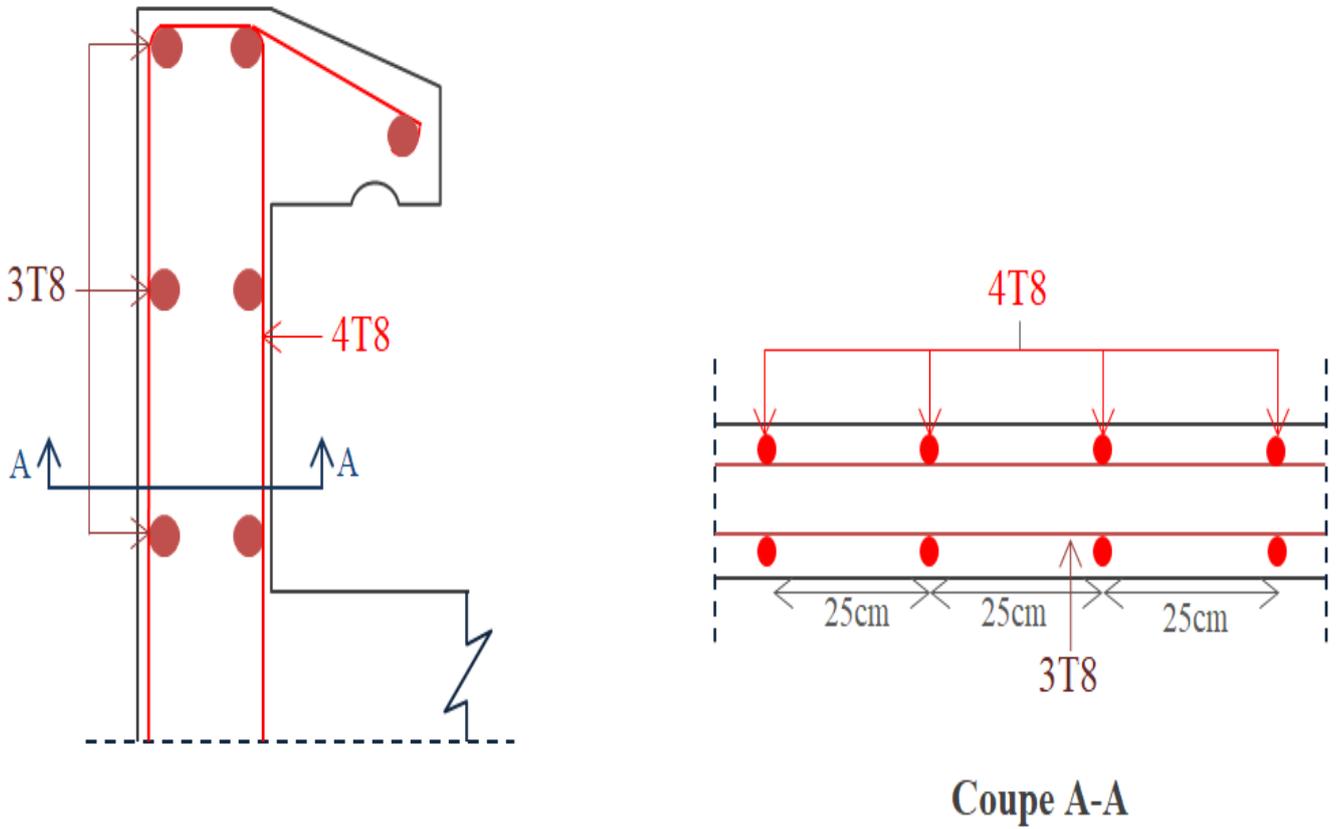


Figure 3 : Ferrailage de l'acrotère

### III.3. Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges. Les planchers sont des éléments porteurs, ont un rôle très important dans la structure.

La structure étudiée comporte deux types des planchers :

- ✓ Corps creux
- ✓ Dalle pleine

#### III.3.1. Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

Dans ce cas le calcul sera fait pour les deux éléments suivants :

- ✓ Les Poutrelles.
- ✓ La dalle de compression.

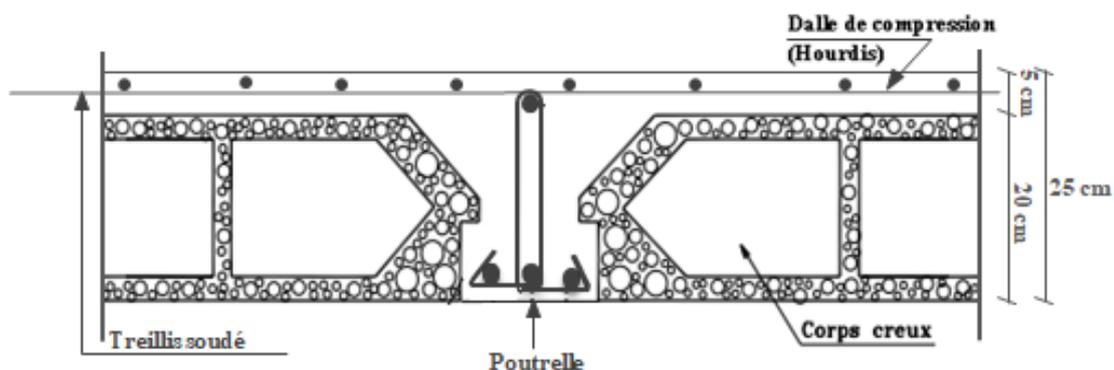


Figure 4 : Coupe transversale du plancher à corps creux

#### III.3.1.1. Calcul des poutrelles :

##### a. Méthode de Calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

## 1) Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

### ☒ Domaine d'application :

Selon **BAEL91**, La méthode forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans les cas où :

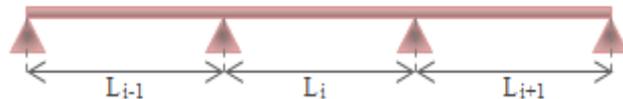
- ✓ Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire:  $Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$

Avec :

**Q** : Somme des charges variables.

**G** : Somme des charges permanentes.

- ✓ la fissuration ne compromet pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons.
- ✓ les éléments de plancher ont une même inertie dans les différentes travées.
- ✓ les portées vérifient :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} ; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$



⇒ Si le cas où l'une des hypothèses ci-dessus n'est pas vérifiée, on applique la **deuxième méthode**.

### ☒ Calcul des moments fléchissant :

- ✓ Les moments sur travée :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \}$
- ✓ Les moments en travée de rive :  $M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$
- ✓ Les moments en travée intermédiaire :  $M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0$

Avec :

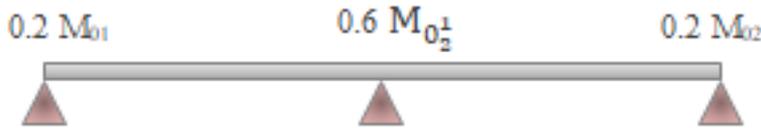
**$\alpha$**  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges

d'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_0$  : moment maximal dans la travée de référence :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

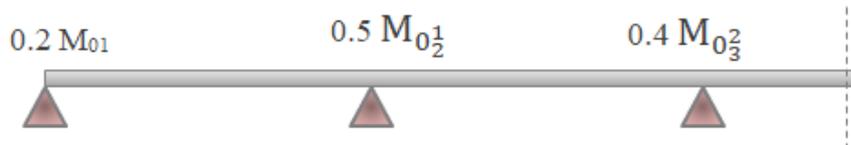
$M_w$  et  $M_e$  : valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue, qui calculer **comme suite** :

- Cas d'une poutre à **deux** travées :



$$M_{0_2^1} = \max \begin{cases} M_{01} \\ M_{02} \end{cases}$$

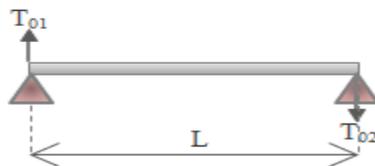
- Cas d'une poutre à **plus de deux** travées :



$$M_{0_2^3} = \max \begin{cases} M_{02} \\ M_{03} \end{cases}$$

☒ **Calcul des efforts tranchants :**

- ✓ Cas d'une **seule** travée :

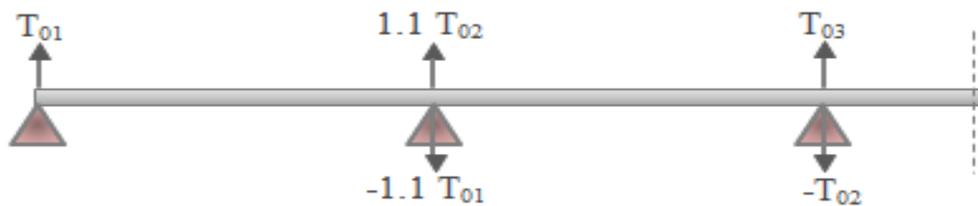


$$T_0 = \frac{qL}{2}$$

- ✓ Cas d'une poutre à **deux** travées :



- ✓ Cas d'une poutre à **plus de deux** travées :



## 2) Présentation théorique de la méthode de Caquot :

### ☒ Domaine d'application :

Selon **BAEL91**, La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à **Caquot**, s'applique dans les cas où :

- ✓ les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et en position (charges mobiles,...) et où :  $Q > 2 G$  ; ou :  $Q > 5 \text{ KN/m}^2$
- ✓ les poutres sont associées à une dalle générale (sections en **T** en travée).

### ☒ Calcul des moments fléchissant :

- ✓ Les Moments sur **appuis** :

Cas des charges réparties :  $M_i = \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \Rightarrow$

Cas des charges concentrées :  $M_i = \frac{\sum k_w p_w L'_w{}^2 + \sum k_e q_e L'_e{}^2}{L'_w + L'_e} \Rightarrow$

Avec :

Pour les travées de rive :  $L' = L$

Pour les travées intermédiaires :  $L' = 0.8 L$

- ✓ Les moments en **travées** :

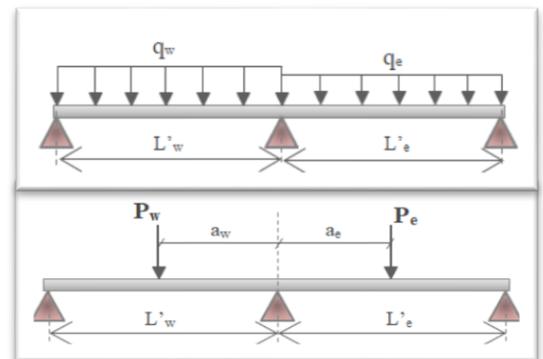
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$$

### ☒ Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L_w}$$

$$T_e = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L_e}$$

$$T_0 = \frac{q L}{2}$$

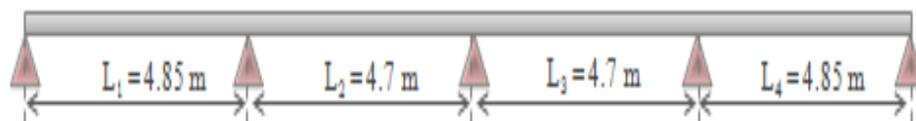


$M_0$  : Moment maximal dans la travée de référence.  
 $M_w$  et  $M_e$  : valeurs des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue

### b. Choix de la méthode :

Dans notre projet, nous avons **3** types des poutrelles :

#### 1) Type 1:



☒ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

✓ 1<sup>ère</sup> Condition :

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 4.82; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 9.64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher étage (10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup>) :**

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.7; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 11.40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots (CV)$$

➤ **Plancher étage (RDC et entre sol) :**

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.7; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 11.40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ 2<sup>ème</sup> Condition :

$$\Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.7}{4.85} = 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.85}{4.7} = 1.03 \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ 3<sup>ème</sup> Condition :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante ».

✓ 4<sup>ème</sup> Condition :

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc les calculs se fait par la méthode "**forfaitaire**".

☒ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des charges :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de **0.65m**)

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$\text{Charge permanente : } G = 4.82 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 4.82 \times 0.65 = \mathbf{3.133 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \times 0.65 = \mathbf{0.975 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Plancher étage (10<sup>ème</sup> à 4<sup>ème</sup>) :**

$$\text{Charge permanente : } G = 5.7 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 5.7 \times 0.65 = \mathbf{3.705 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \times 0.65 = \mathbf{0.975 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Plancher étage (RDC et entre sol) :**

Charge permanente :  $G = 5.7 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 5.7 \times 0.65 = 3.705 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des Sollicitations :**

➤ **Combinaison d'action :**

✖ **Plancher terrasse accessible :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.133 + 1.5 \times 0.975 = 5.692 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = G + Q = 3.133 + 0.975 = 4.108 \text{ KN/ml}$

✖ **Plancher étage (10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup>) :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.705 + 1.5 \times 0.975 = 6.464 \text{ KN/ml}$

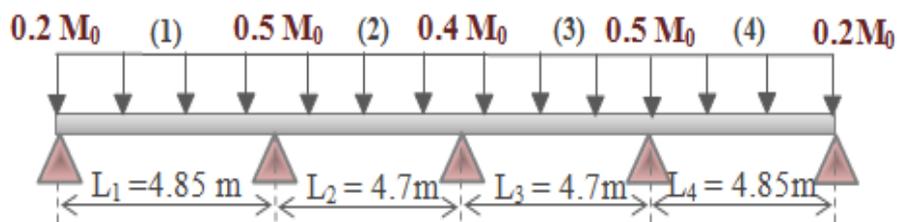
$q_{ser} = G + Q = 3.705 + 0.975 = 4.68 \text{ KN/ml}$

✖ **Plancher étage (RDC et entre sol) :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.705 + 1.5 \times 3.25 = 9.877 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = G + Q = 3.705 + 3.25 = 6.955 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments :**



✖ **Plancher terrasse :**

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.133+0.975} = 0.24$

○ **ELU :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$M_{01} = \frac{q_u L_1^2}{8} = \frac{5.692 \times (4.85)^2}{8} = 16.736 \text{ KN.m}$

$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 16.736 = 3.347 \text{ KN.m}$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 16.736 = \mathbf{8.368 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée de rive :  $M_{t1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.24}{2}\right) \times 16.736 \Rightarrow M_{t1} \geq \mathbf{10.644 \text{ KN.m}}$

$$M_{t1} + \frac{3.347 + 8.368}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 16.736; (1 + 0.3 \times 0.24) \times 16.736\}$$

$$M_{t1} \geq \mathbf{12.083 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (10.644 \text{ KN.m} ; 12.083 \text{ KN.m}) = \mathbf{12.083 \text{ KN.m}}$$

↳ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_u L_2^2}{8} = \frac{5.692 \times (4.7)^2}{8} = \mathbf{15.717 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 15.717 = \mathbf{7.858 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 15.717 = \mathbf{6.287 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée intermédiaire :  $M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.24}{2}\right) \times 15.717 \Rightarrow M_{t2} \geq \mathbf{8.424 \text{ KN.m}}$

$$M_{t2} + \frac{7.858 + 6.287}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 15.717; (1 + 0.3 \times 0.24) \times 15.717\}$$

$$M_{t2} \geq \mathbf{9.776 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (8.424 \text{ KN.m} ; 9.776 \text{ KN.m}) = \mathbf{9.776 \text{ KN.m}}$$

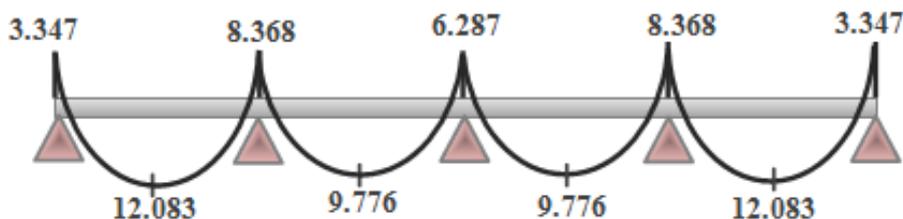


Figure 5 : Diagramme du moment plancher terrasse accessible à l'ELU (Type1)

○ **ELS :**

↳ **Travée 1 et 4 :**

$$M_{01} = \frac{q_s L_1^2}{8} = \frac{4.108 \times (4.85)^2}{8} = \mathbf{12.079 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 12.079 = \mathbf{2.416 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 12.079 = \mathbf{6.039 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée de rive :  $M_{t1} \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.24}{2}\right) \times 12.079 \Rightarrow M_{t1} \geq 7.682 \text{ KN.m}$

$$M_{t1} + \frac{2.416 + 6.039}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 12.079 ; (1+ 0.3 \times 0.24) \times 12.079\}$$

$$M_{t1} \geq 8.721 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (7.682 \text{ KN.m} ; 8.721 \text{ KN.m}) = 8.721 \text{ KN.m}$$

↪ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_s L_2^2}{8} = \frac{4.108 \times (4.7)^2}{8} = 11.343 \text{ KN.m}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 11.343 = 5.671 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 11.343 = 4.537 \text{ KN.m}$$

Pour une travée intermédiaire :  $M_{t2} \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.24}{2}\right) \times 11.343 \Rightarrow M_{t2} \geq 6.079 \text{ KN.m}$

$$M_{t2} + \frac{5.671 + 4.537}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 11.343 ; (1+ 0.3 \times 0.24) \times 11.343\}$$

$$M_{t2} \geq 7.055 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (6.079 \text{ KN.m} ; 7.055 \text{ KN.m}) = 7.055 \text{ KN.m}$$

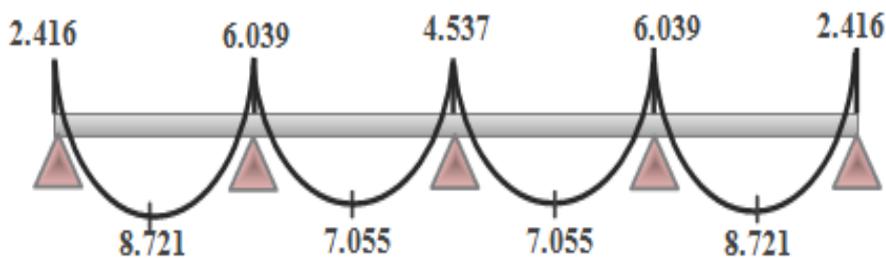


Figure 6 : Diagramme du moment plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1)

× **Plancher 10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage:**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{3.705+0.975} = 0.21$$

○ **ELU :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$$M_{01} = \frac{q_u L_1^2}{8} = \frac{6.464 \times (4.85)^2}{8} = 19.006 \text{ KN.m}$$

$$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 19.006 = \mathbf{3.801 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 19.006 = \mathbf{9.503 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Pour une travée de rive : } M_{t1} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2} \right) \times 19.006 \Rightarrow M_{t1} \geq \mathbf{12.002 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t1} + \frac{3.801 + 9.503}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 19.006 ; (1 + 0.3 \times 0.21) \times 19.006 \}$$

$$M_{t1} \geq \mathbf{13.551 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (12.002 \text{ KN.m} ; 13.551 \text{ KN.m}) = \mathbf{13.551 \text{ KN.m}}$$

↪ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_u L_2^2}{8} = \frac{6.464 \times (4.7)^2}{8} = \mathbf{17.848 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 17.848 = \mathbf{8.924 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 17.848 = \mathbf{7.139 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Pour une travée intermédiaire : } M_{t2} \geq \left( \frac{1 + 0.3 \times 0.21}{2} \right) \times 17.848 \Rightarrow M_{t2} \geq \mathbf{9.486 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t2} + \frac{8.924 + 7.139}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 17.848 ; (1 + 0.3 \times 0.21) \times 17.848 \}$$

$$M_{t2} \geq \mathbf{10.940 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (9.486 \text{ KN.m} ; 10.940 \text{ KN.m}) = \mathbf{10.940 \text{ KN.m}}$$

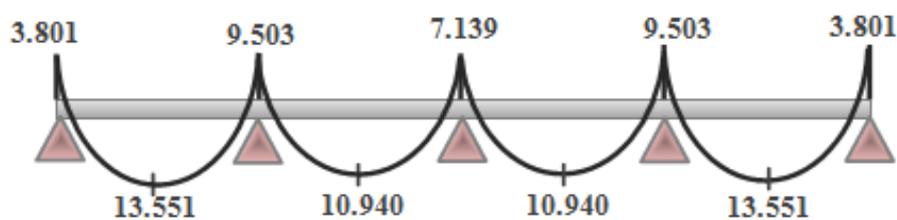


Figure 7 : Diagramme du moment des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELU (Type1)

○ **ELS :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$$M_{01} = \frac{q_s L_1^2}{8} = \frac{4.68 \times (4.85)^2}{8} = \mathbf{13.761 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 13.761 = \mathbf{2.752 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 13.761 = \mathbf{6.880 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée de rive :  $M_{t1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.21}{2}\right) \times 13.761 \Rightarrow M_{t1} \geq \mathbf{8.690 \text{ KN.m}}$

$$M_{t1} + \frac{2.752 + 6.880}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 13.761 ; (1 + 0.3 \times 0.21) \times 13.761\}$$

$$M_{t1} \geq \mathbf{9.812 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (8.690 \text{ KN.m} ; 9.812 \text{ KN.m}) = \mathbf{9.812 \text{ KN.m}}$$

↪ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_s L_2^2}{8} = \frac{4.68 \times (4.7)^2}{8} = \mathbf{12.923 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 12.923 = \mathbf{6.461 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 12.923 = \mathbf{5.169 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée intermédiaire :  $M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.21}{2}\right) \times 12.923 \Rightarrow M_{t2} \geq \mathbf{6.868 \text{ KN.m}}$

$$M_{t2} + \frac{6.461 + 5.169}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 12.923 ; (1 + 0.3 \times 0.21) \times 12.923\}$$

$$M_{t2} \geq \mathbf{7.922 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (6.868 \text{ KN.m} ; 7.922 \text{ KN.m}) = \mathbf{7.922 \text{ KN.m}}$$

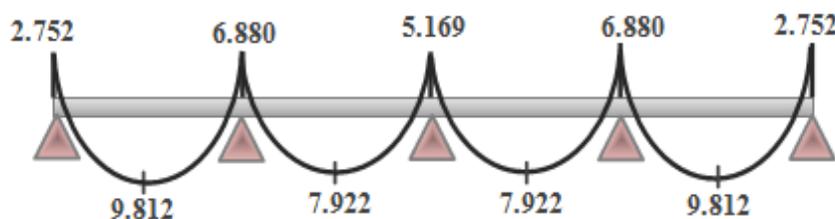


Figure 8: Diagramme du moment des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELS (Type1)

✖ **Plancher étage RDC+ Entre sol :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3.25}{3.705 + 3.25} = \mathbf{0.47}$$

○ **ELU :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$$M_{01} = \frac{q_u L_1^2}{8} = \frac{9.877 \times (4.85)^2}{8} = \mathbf{29.041 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 29.041 = \mathbf{5.808 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 29.041 = \mathbf{14.520 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Pour une travée de rive : } M_{t1} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3 \times 0.47}{2} \right) \times 29.041 \Rightarrow M_{t1} \geq \mathbf{19.472 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t1} + \frac{5.808 + 14.520}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 29.041 ; (1 + 0.3 \times 0.47) \times 29.041 \}$$

$$M_{t1} \geq \mathbf{22.972 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (19.472 \text{ KN.m} ; 22.972 \text{ KN.m}) = \mathbf{22.972 \text{ KN.m}}$$

↪ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_u L_2^2}{8} = \frac{9.877 \times (4.7)^2}{8} = \mathbf{27.273 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 27.273 = \mathbf{13.636 \text{ KN.m}}$$

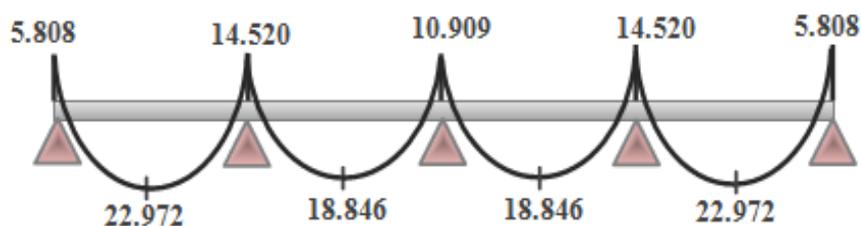
$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 27.273 = \mathbf{10.909 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Pour une travée intermédiaire : } M_{t2} \geq \left( \frac{1 + 0.3 \times 0.47}{2} \right) \times 27.273 \Rightarrow M_{t2} \geq \mathbf{15.559 \text{ KN.m}}$$

$$M_{t2} + \frac{13.636 + 10.909}{2} \geq \text{Max} \{ 1.05 \times 27.273 ; (1 + 0.3 \times 0.47) \times 27.273 \}$$

$$M_{t2} \geq \mathbf{18.846 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (15.559 \text{ KN.m} ; 18.846 \text{ KN.m}) = \mathbf{18.846 \text{ KN.m}}$$



**Figure 9 : Diagramme du moment des planchers RDC et entre sol à l'ELU (Type1)**

○ **ELS :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$$M_{01} = \frac{q_s L_1^2}{8} = \frac{6.955 \times (4.85)^2}{8} = \mathbf{20.449 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w1} = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 20.449 = \mathbf{4.089 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e1} = 0.5 M_{01} = 0.5 \times 20.449 = \mathbf{10.224 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée de rive :  $M_{t1} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.47}{2}\right) \times 20.449 \Rightarrow M_{t1} \geq \mathbf{13.711 \text{ KN.m}}$

$$M_{t1} + \frac{4.089 + 10.224}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 20.449 ; (1 + 0.3 \times 0.47) \times 20.449\}$$

$$M_{t1} \geq \mathbf{16.176 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t1} = \text{max} (13.711 \text{ KN.m} ; 16.176 \text{ KN.m}) = \mathbf{16.176 \text{ KN.m}}$$

↪ **Travée 2 et 3 :**

$$M_{02} = \frac{q_s L_2^2}{8} = \frac{6.955 \times (4.7)^2}{8} = \mathbf{19.204 \text{ KN.m}}$$

$$M_{w2} = 0.5 M_{02} = 0.5 \times 19.204 = \mathbf{9.602 \text{ KN.m}}$$

$$M_{e2} = 0.4 M_{02} = 0.4 \times 19.204 = \mathbf{7.682 \text{ KN.m}}$$

Pour une travée intermédiaire :  $M_{t2} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.47}{2}\right) \times 19.204 \Rightarrow M_{t2} \geq \mathbf{10.955 \text{ KN.m}}$

$$M_{t2} + \frac{7.682 + 9.602}{2} \geq \text{Max} \{1.05 \times 19.204 ; (1 + 0.3 \times 0.47) \times 19.204\}$$

$$M_{t2} \geq \mathbf{13.269 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_{t2} = \text{max} (10.955 \text{ KN.m} ; 13.269 \text{ KN.m}) = \mathbf{13.269 \text{ KN.m}}$$

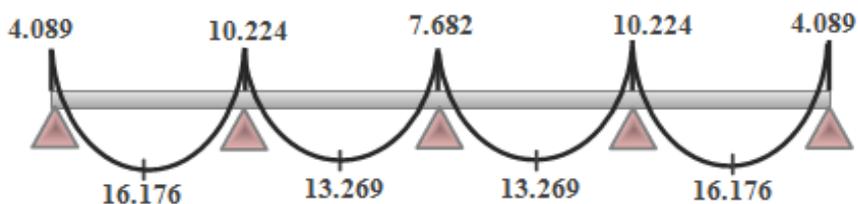


Figure 10 : Diagramme du moment des planchers RDC et entre sol à l'ELS (Type1)

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

✖ **Plancher terrasse accessible :**

○ **ELU :**

↪ **Travée 1 et 4 :**

$$T_{01} = \frac{q_u L_1}{2} = \frac{5.692 \times 4.85}{2} = \mathbf{13.803 \text{ KN}}$$

$$T_{w1} = T_{01} = \mathbf{13.803 \text{ KN}}$$

$$T_{e1} = -1.1T_{01} = -1.1 \times 13.803 = -15.183 \text{ KN}$$

↪ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_u L_2}{2} = \frac{5.692 \times 4.7}{2} = 13.376 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 13.376 = 14.714 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1T_{02} = -1.1 \times 13.376 = -14.714 \text{ KN}$$

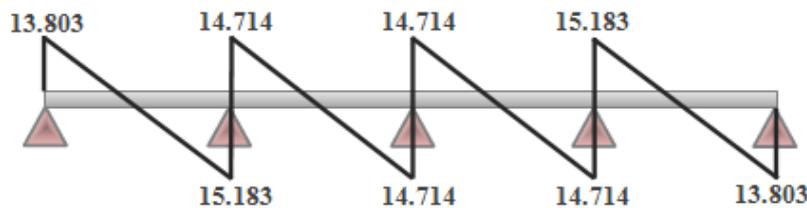


Figure 11 : Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELU (Type1)

○ ELS :

↪ Travée 1 et 4 :

$$T_{01} = \frac{q_s L_1}{2} = \frac{4.108 \times 4.85}{2} = 9.962 \text{ KN}$$

$$T_{w1} = T_{01} = 9.962 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = -1.1T_{01} = -1.1 \times 9.962 = -10.958 \text{ KN}$$

↪ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_s L_2}{2} = \frac{4.108 \times 4.7}{2} = 9.654 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 9.654 = 10.619 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1T_{02} = -1.1 \times 9.654 = -10.619 \text{ KN}$$

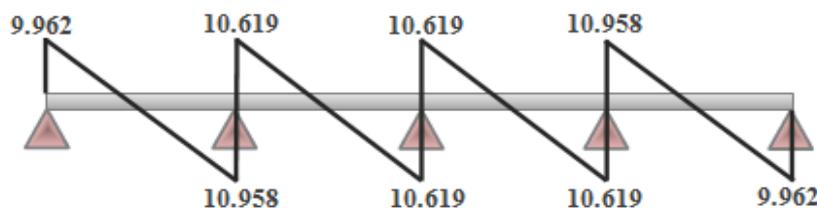


Figure 12: Diagramme d'efforts tranchants du plancher terrasse accessible à l'ELS (Type1)

✦ Plancher étage (10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup>) :

○ ELU :

↳ Travée 1 et 4 :

$$T_{01} = \frac{q_u L_1}{2} = \frac{6.464 \times 4.85}{2} = 15.675 \text{ KN}$$

$$T_{w1} = T_{01} = 15.675 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = -1.1 T_{01} = -1.1 \times 15.675 = -17.242 \text{ KN}$$

↳ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_u L_2}{2} = \frac{6.464 \times 4.7}{2} = 15.190 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 15.190 = 16.709 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1 T_{02} = -1.1 \times 15.190 = -16.709 \text{ KN}$$

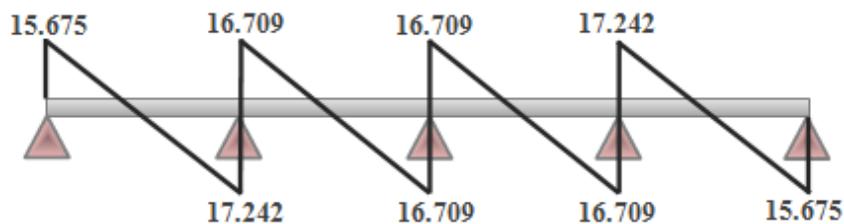


Figure 13 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELU (Type1)

○ ELS :

↳ Travée 1 et 4 :

$$T_{01} = \frac{q_s L_1}{2} = \frac{4.68 \times 4.85}{2} = 11.349 \text{ KN}$$

$$T_{w1} = T_{01} = 11.349 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = -1.1 T_{01} = -1.1 \times 11.349 = -12.484 \text{ KN}$$

↳ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_s L_2}{2} = \frac{4.464 \times 4.7}{2} = 10.490 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 10.490 = 11.539 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1 T_{02} = -1.1 \times 10.490 = -11.539 \text{ KN}$$

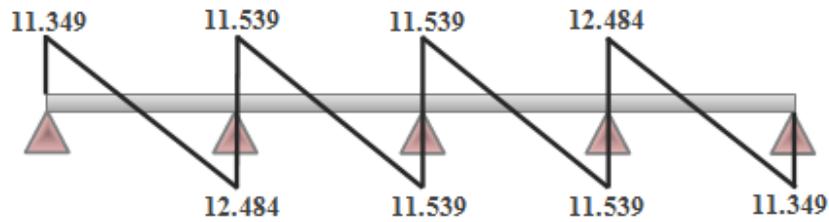


Figure 14: Diagramme d'efforts tranchants des planchers du 10 jusqu'à 4 à l'ELS (Type1)

✖ Plancher étage (RDC et entre sol) :

○ ELU :

↪ Travée 1 et 4 :

$$T_{01} = \frac{q_u L_1}{2} = \frac{9.877 \times 4.85}{2} = 23.952 \text{ KN}$$

$$T_{w1} = T_{01} = 23.952 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = -1.1T_{01} = -1.1 \times 23.952 = -26.347 \text{ KN}$$

↪ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_u L_2}{2} = \frac{9.877 \times 4.7}{2} = 23.211 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 23.211 = 25.532 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1T_{02} = -1.1 \times 23.211 = -25.532 \text{ KN}$$

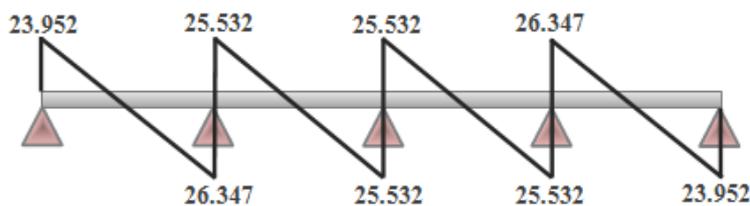


Figure 15 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers RDC et entre sol à l'ELU (Type 1)

○ ELS :

↪ Travée 1 et 4 :

$$T_{01} = \frac{q_s L_1}{2} = \frac{6.955 \times 4.85}{2} = 16.866 \text{ KN}$$

$$T_{w1} = T_{01} = 16.866 \text{ KN}$$

$$T_{e1} = -1.1T_{01} = -1.1 \times 16.866 = -18.553 \text{ KN}$$

↪ Travée 2 et 3 :

$$T_{02} = \frac{q_s L_2}{2} = \frac{6.955 \times 4.7}{2} = 16.344 \text{ KN}$$

$$T_{w2} = 1.1 T_{02} = 1.1 \times 16.344 = 17.978 \text{ KN}$$

$$T_{e2} = -1.1T_{02} = -1.1 \times 16.344 = -17.978 \text{ KN}$$

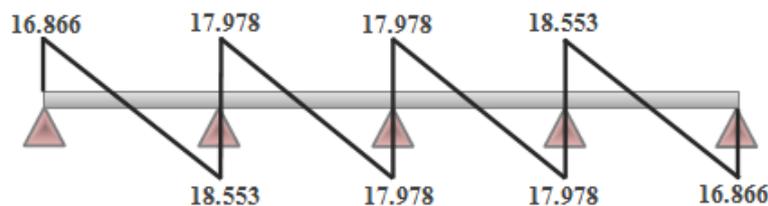
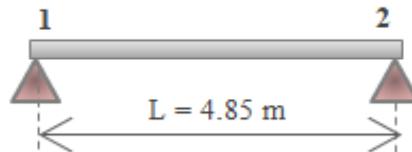


Figure 16 : Diagramme d'efforts tranchants des planchers RDC et entre sol à l'ELS (Type1)

2) Type 2 :



☒ Vérification des conditions :

✓ 1<sup>ère</sup> Condition :

➤ Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 6.83; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 13.66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5.7; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2 < 11.40 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ 2<sup>ème</sup> Condition :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}}; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{ Dans ce cas, cette condition ne peut pas être appliquée}$$

parce que nous avons une **seul travée**.

✓ 3<sup>ème</sup> Condition :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante ».

✓ 4<sup>ème</sup> Condition :

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées, donc les calculs se font par la méthode **"forfaitaire"**.

☒ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des charges :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de **0.65m**)

➤ **Plancher terrasse :**

Charge permanente :  $G = 6.83 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 6.83 \times 0.65 = 4.439 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :**

Charge permanente :  $G = 5.7 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 5.7 \times 0.65 = 3.705 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des Sollicitations :**

➤ **Combinaison d'action :**

\* **Plancher terrasse :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.439 + 1.5 \times 0.65 = 6.968 \text{ KN/ml}$

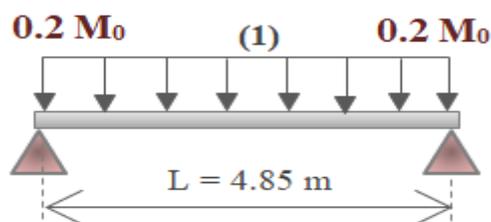
$q_{ser} = G + Q = 4.439 + 0.65 = 5.089 \text{ KN/ml}$

\* **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.705 + 1.5 \times 3.25 = 9.877 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = G + Q = 3.705 + 3.25 = 6.955 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments :**



\* **Plancher terrasse :**

$$\alpha = \frac{0.65}{4.439 + 0.65} = 0.13$$

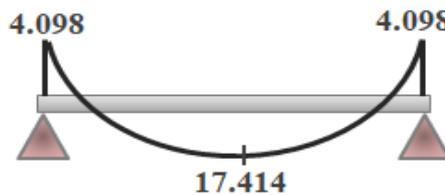
○ **ELU :**

Les valeurs des moments à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
	(1)	6.968	4.85	20.488	17.414	4.098	4.098

**Tableau 1: Résultats des moments à l'ELU de plancher terrasse (Type2)**

⇒ **Diagramme du moment fléchissant :**



**Figure 17 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 2)**

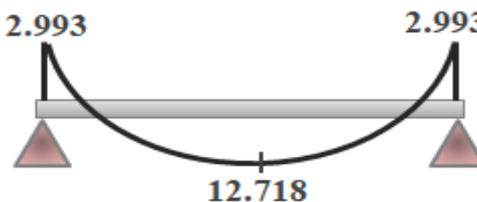
○ **ELS :**

Les valeurs des moments à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELS	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
	(1)	5.089	4.85	14.963	12.718	2.993	2.993

**Tableau 2 : Résultats des moments à l'ELS de plancher terrasse (Type2)**

⇒ **Diagramme du moment fléchissant :**



**Figure 18 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type2)**

× **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :**

$$\alpha = \frac{3.25}{3.705 + 3.25} = 0.47$$

○ **ELU :**

Les valeurs des moments à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
	(1)	9.877	4.85	29.041	27.328	5.808	5.808

Tableau 3 : Résultats des moments à l'ELU de plancher étage (Type2)

⇒ Diagramme du moment fléchissant :

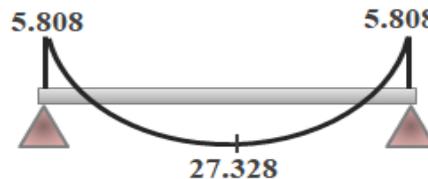


Figure 19 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher étage (Type2)

○ ELS :

Les valeurs des moments à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELS	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
	(1)	6.955	4.85	20.449	19.243	4.089	4.089

Tableau 4 : Résultats des moments à l'ELS de plancher étage (Type2)

⇒ Diagramme du moment fléchissant :

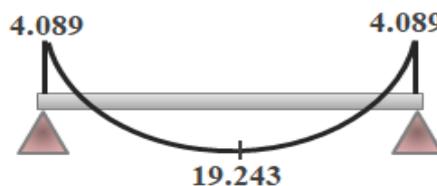


Figure 20 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher étage (Type2)

➤ Calcul des efforts tranchants :

× Plancher terrasse :

○ ELU :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
	(1)	6.968	4.85	16.897	16.897	16.897

Tableau 5: Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher terrasse (Type2)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

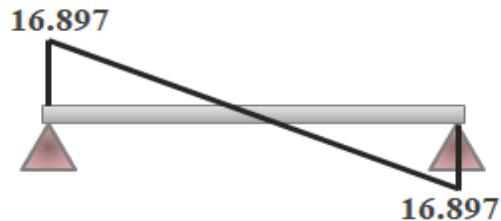


Figure 21: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de Plancher terrasse (Type2)

○ ELS :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
	(1)	5.089	4.85	12.341	12.341	12.341

Tableau 6: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher terrasse (Type2)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

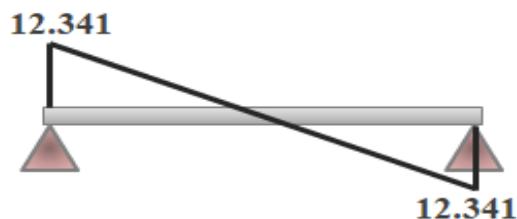


Figure 22 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type2)

× Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :

○ ELU :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
	(1)	9.877	4.85	23.952	23.952	23.952

Tableau 7 : Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher étage (Type2)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

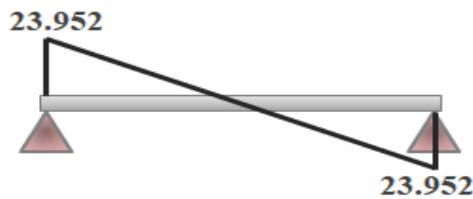


Figure 23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de plancher étage (Type2)

o ELS :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

ELU	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
	(1)	6.955	4.85	16.866	16.866	16.866

Tableau 8: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher étage (Type2)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

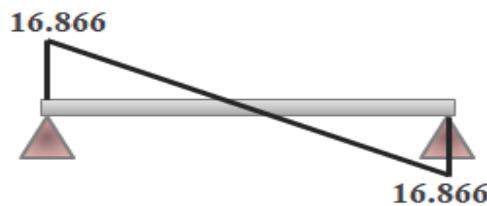
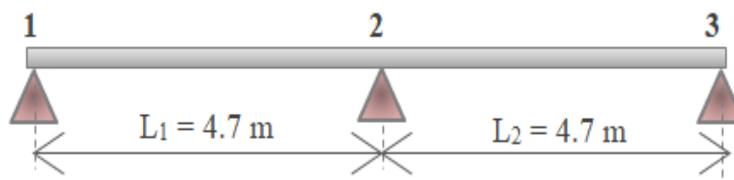


Figure 24 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher étage (Type2)

3) Type 3 :



☒ Vérification des conditions :

✓ 1<sup>ère</sup> Condition :

➤ Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 6.83; 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 13.66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ 2<sup>ème</sup> Condition :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}}; \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4.7}{4.7} = 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ 3<sup>ème</sup> Condition :

Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante ».

✓ 4<sup>ème</sup> Condition :

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les calculs se fait par la méthode "**forfaitaire**".

☒ **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Evaluation des charges :** ..... (Le calcul se fait pour une bande de **0.65m**)

Charge permanente :  $G = 6.83 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow G = 6.83 \times 0.65 = \mathbf{4.439 \text{ KN/ml}}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \times 0.65 = \mathbf{0.65 \text{ KN/ml}}$

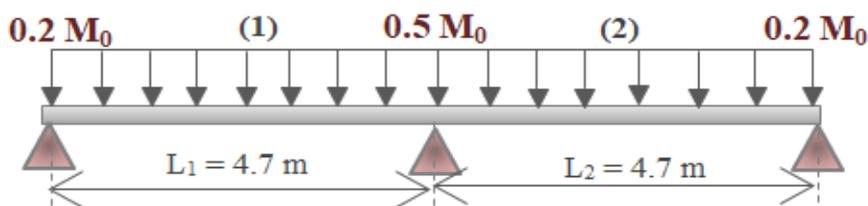
✓ **Calcul des Sollicitations :**

➤ **Combinaison d'action :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.439 + 1.5 \times 0.65 = \mathbf{6.968 \text{ KN/ml}}$

$q_{ser} = G + Q = 4.439 + 0.65 = \mathbf{5.089 \text{ KN/ml}}$

➤ **Calcul des moments :**



$\alpha = \frac{0.65}{4.439+0.65} = \mathbf{0.13}$

✱ **ELU :**

Les valeurs des moments à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
ELU	(1)	6.968	4.7	19.240	13.468	3.848	9.620
	(2)	6.968	4.7	19.240	13.468	9.620	3.848

**Tableau 9: Résultats des moments à l'ELU de plancher terrasse (Type 3)**

⇒ Diagramme du moment fléchissant :

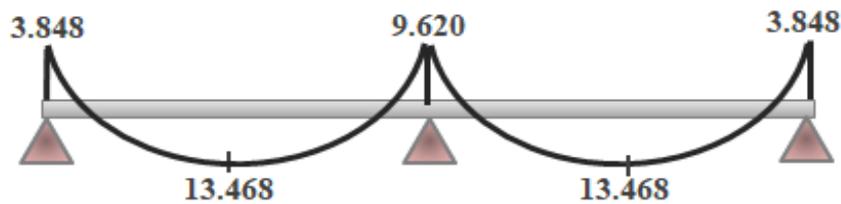


Figure 25: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU de plancher terrasse (Type 3)

× ELS :

Les valeurs des moments à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)
ELS	(1)	5.089	4.7	14.052	9.837	2.810	7.026
	(2)	5.089	4.7	14.052	9.837	7.026	2.810

Tableau 10: Résultats des moments à l'ELS de plancher terrasse (Type3)

⇒ Diagramme du moment fléchissant :

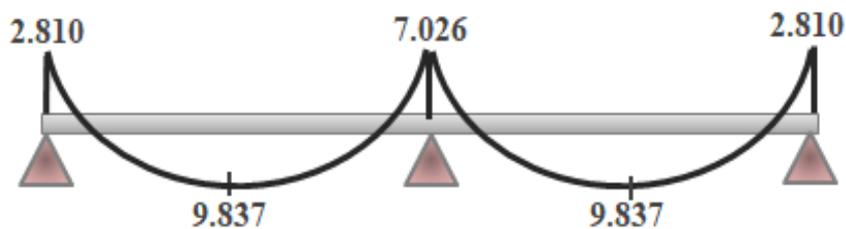


Figure 26 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS de plancher terrasse (Type3)

➤ Calcul des efforts tranchants :

× ELU :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELU obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	$q_u$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
ELU	(1)	6.968	4.7	16.375	16.375	18.012
	(2)	6.968	4.7	16.375	18.012	16.375

Tableau 11: Résultats des efforts tranchants à l'ELU de plancher terrasse (Type 3)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

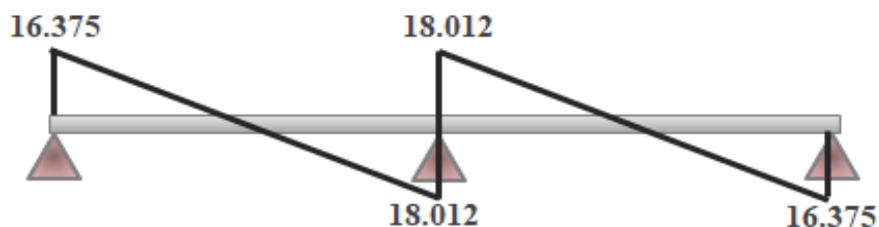


Figure 27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de plancher terrasse (Type 3)

× ELS :

Les valeurs des efforts tranchants à l'ELS obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

	Travées	$q_{ser}$ (KN/ml)	L (m)	$T_0$ (KN)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
ELU	(1)	5.089	4.7	11.959	11.959	13.155
	(2)	5,089	4.7	11.959	13.155	11.959

Tableau 12: Résultats des efforts tranchants à l'ELS de plancher terrasse (Type 3)

⇒ Diagramme de l'effort tranchant :

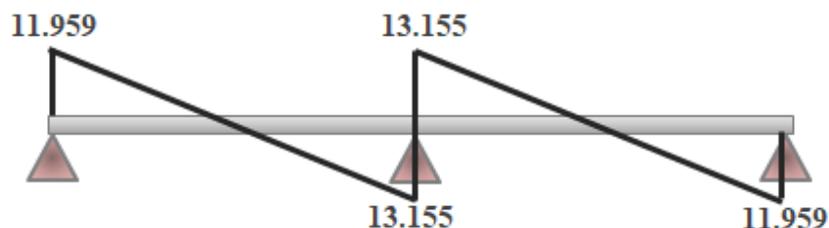


Figure28 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de plancher terrasse (Type 3)

c. Calcul le ferrailage :

1) Type 1 :

☒ Plancher terrasse accessible :

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis de rive (max)	En Appuis intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	3.347	8.368	12.083
ELS	2.416	6.039	8.721

**Tableau 13: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher terrasse (Type 1)**

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

➤ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times 10^3 \times \left(0.225 - \frac{0.05}{2}\right) = \mathbf{92.04 \text{ KN.m}}$$

$M_t > M_u = 12.083 \text{ KN.m} \Rightarrow$  **Donc:** L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$  en flexion simple.

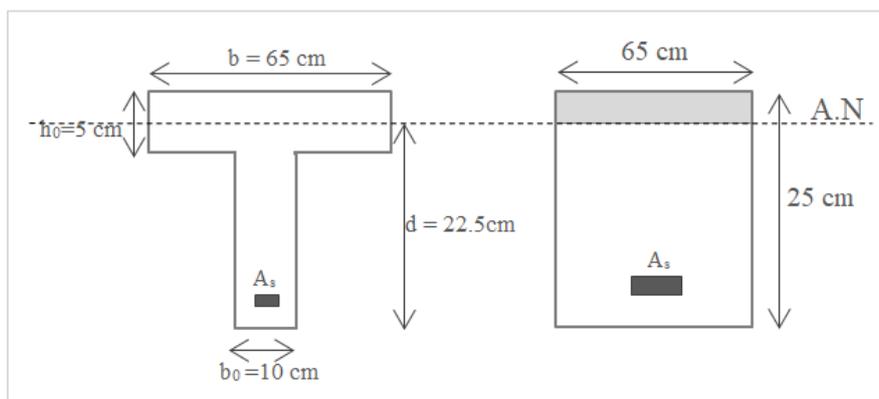
➤ **Sur appui :**

✖ **Sur appui de rive :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 3.347 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = \mathbf{22.5 \text{ cm}}$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 8.368 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Section rectangulaire  $(b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$



**Figure 29: Coupe de section rectangulaire et T étage courant**

Selon BAEL91, Le calcul des armatures se fait par les formules :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	12.083	65	22.5	0,025	0,031	22.22	1.56	<b>3HA10 = 2.36</b>
Appui de rive	3.347	10	22.5	0,046	0,058	21.97	0,43	<b>1HA10 = 0.79</b>
Appui intermédiaire	8.368	10	22.5	0,116	0,154	21.11	1.13	<b>2HA10 = 1.57</b>

**Tableau 14 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher terrasse accessible (Type1)**

✓ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

✖ En travée :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 22.5 = \mathbf{1,76 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ Sur appui de rive :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 10 \times 22.5 = \mathbf{0,27 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ Appui d'intermédiaire :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 10 \times 22.5 = \mathbf{0,27 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ vérification de la contrainte tangentielle :

Selon BAEL91, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **T<sub>u</sub> = 15.183 KN**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{15.183 \times 10^3}{100 \times 225} = \mathbf{0.67 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14 ; 10 ; 10) = \mathbf{7.14 \text{ mm}}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✖ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 13.803 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{1.36 \text{ MPa}} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 15.183 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{1.49 \text{ MPa}} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.031$**

$$\gamma = \frac{12.083}{8.721} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.44} \Rightarrow \alpha = 0.031 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui de rive :  $\alpha = 0.058$**

$$\gamma = \frac{3.347}{2.416} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \alpha = 0.058 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :  $\alpha = 0.154$**

$$\gamma = \frac{8.368}{6.039} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \alpha = 0.154 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0.051 > 0.044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.051 > \frac{12.083}{15 \times 16.736} = 0.048 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ Plancher étage 10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup> :

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaisons	Sur Appuis de rive (max)	Sur Appuis intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	3.801	9.503	13.551
ELS	2.752	6.880	9.812

**Tableau 15: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher étage 10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup> (Type 1)**

➤ En travée :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 13.551 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = (65 \times 25) \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui :

✱ Sur appui de rive :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 3.801 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h)} = (10 \times 25) \text{ cm}^2$$

✱ Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 9.503 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h)} = (10 \times 25) \text{ cm}^2$$

Selon **BAEL91**, Le calcul des armatures se fait par les formules :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) : A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	13.551	65	22.5	0.029	0.036	22.17	1.75	<b>3HA10 = 2.36</b>
Appui de rive	3.801	10	22.5	0.053	0.068	21.88	0.49	<b>1HA10 = 0.79</b>
Appui intermédiaire	9.503	10	22.5	0.132	0.177	20.90	1.30	<b>2HA10 = 1.57</b>

**Tableau 16 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher étage 10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup> (Type1)**

✓ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

✱ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✱ Sur appui de rive :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✱ Appui d'intermédiaire :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ vérification de la contrainte tangentielle :

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **Tu = 17.242 KN**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{17.242 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.76 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

➤ Calcul des armatures transversales :

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 10; 10) = 7.14 \text{ mm}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :

✱ Appui rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 15.675 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.54 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

✱ Sur appui d'intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 17.242 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = 1.70 \text{ MPa} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.036$**

$$\gamma = \frac{13.551}{9.812} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.44} \Rightarrow \alpha = 0.036 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui de rive :  $\alpha = 0.068$**

$$\gamma = \frac{3.801}{2.752} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \alpha = 0.068 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :  $\alpha = 0.177$**

$$\gamma = \frac{9.503}{6.880} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \alpha = 0.177 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0.051 > 0.044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.051 > \frac{13.551}{15 \times 19.006} = 0.047 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_{s \text{ adopté}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Plancher RDC et entre sol :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaisons	Sur Appuis de rive (max)	En Appuis intermédiaire (max)	En travée (max)
<b>ELU</b>	5.808	14.520	22.972
<b>ELS</b>	4.089	10.224	16.176

**Tableau 17: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS de plancher RDC et entre sol (Type 1)**

➤ **En travée :**

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 22.972 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h) = (65} \times \text{25) cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

✖ **Sur appui de rive :**

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 5.808 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h) = (10} \times \text{25) cm}^2$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 14.520 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire (b}_0 \times \text{h) = (10} \times \text{25) cm}^2$$

Selon **BAEL91**, Le calcul des armatures se fait par les formules suivant:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	22.972	65	22.5	0.049	0.062	21.94	3	<b>3HA12 = 3.39</b>
<b>Appui de rive</b>	5.808	10	22.5	0.081	0.105	21.55	0.77	<b>1HA12 = 1.13</b>
<b>Appui intermédiaire</b>	14.520	10	22.5	0.202	0.284	19.94	2.09	<b>2HA12 = 2.26</b>

**Tableau 18 : Résultats de calcul du ferrailage de plancher RDC et entre sol (Type1)**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

✖ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1,76 \text{ cm}^2} < A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots (CV)$$

✖ **Sur appui de rive :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0,27 \text{ cm}^2} < A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots (CV)$$

✖ **Appui d'intermédiaire :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0,27 \text{ cm}^2} < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots\dots(CV)$$

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **Tu = 12.484 KN**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12.484 \times 10^3}{100 \times 225} = \mathbf{0.55 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... (CV)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 10; 10) = \mathbf{7.14 \text{ mm}}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✖ **Appui rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 23.952 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{2.36 \text{ MPa}} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

✖ **Sur appui d'intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 26.347 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{2.60 \text{ MPa}} \leq 14.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.062$**

$$\gamma = \frac{22.972}{16.176} = \mathbf{1.42} \Rightarrow \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.46} \Rightarrow \alpha = 0.062 < 0.46 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui de rive :  $\alpha = 0.105$**

$$\gamma = \frac{5.808}{4.089} = \mathbf{1.42} \Rightarrow \alpha = 0.105 < 0.46 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :  $\alpha = 0.284$**

$$\gamma = \frac{14.520}{10.224} = 1.42 \Rightarrow \alpha = 0.284 < 0.46 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0.051 > 0.044 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.050 < \frac{22.972}{15 \times 29.041} = 0.052 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0023 < 0.0105 \dots\dots (CV)$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc **on calcul la flèche**

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée par la formule de **BAEL91** comme suite :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots\dots\dots (\text{mm})$$

Avec : 
$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Pour les planchers, limitation des flèches :

- Si :  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$
- Si :  $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$
- Pour les consoles avec:  $L \leq 2 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

Dans notre cas :  $L = 4.85 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500} = \frac{485}{500} = 0.97 \text{ cm} = \mathbf{9.7 \text{ mm}}$

✳ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??? \quad (A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; d = 22.5 \text{ cm})$$

✳ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

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

✳ **Moment d'inertie de la section homogène (I<sub>0</sub>) :**

$$V = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A_s d}{(b d + 15 A_s)} \dots\dots\dots (h = 25 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm})$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 A_s (d - V)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} \quad \Rightarrow \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

b (cm)	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
65	22.5	3.39	5.20	18265.40	14.17	85441.62	0.0023	9.13	3.65

**Tableau 19: Résultat de différent type de coefficient de la flèche de plancher (Type1)**

✦ **Calcul de la flèche "f<sub>gi</sub>" et "f<sub>gv</sub>" :**

On a: **q = 0.65G = 3.705 KN/ml** (G: charge permanent après la mise en place du revêtement)

$$M_{gs} = 0.85M_0 = 0.85 \times \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.705(4.85)^2}{8} = \mathbf{10.89KN.m}$$

On utilise les formules suivant :

$$\sigma_s = \frac{15 M_{gs}(d-y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad I_{f_{gi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{f_{gv}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Pour obtenir les flèches:  $f_{gv} = \frac{M_{gs}L^2}{10 E_v I_{f_{gv}}}$  ;  $f_{gi} = \frac{M_{gs}L^2}{10 E_i I_{f_{gi}}}$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

M <sub>gs</sub> (KN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>t28</sub> (MPa)	μ	I <sub>f<sub>gi</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>i</sub> (MPa)	f <sub>gi</sub> (mm)	I <sub>f<sub>gv</sub></sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>v</sub> (MPa)	f <sub>gv</sub> (mm)
10.89	154.71	2.1	-0.04 ≈ 0	93985.78	32164.195	<b>0.84</b>	93985.78	10818.86	<b>2.51</b>

**Tableau 20 : Résultat de Calcul les flèches f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>**

✦ **Calcul de la flèche "f<sub>pi</sub>" :**

On a: **q = 0.65 (G+Q) = (5.7 + 5) × 0.65 = 6.955 KN/ml**

$$M_{pi} = 0.85 \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{6.955 (4.85)^2}{8} = \mathbf{20.449 KN.m}$$

On utilise les formules suivant :

$$\sigma_s = \frac{15 M_{pi}(d-y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad I_{f_{pi}} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_{pi}L^2}{10 E_i I_{f_{pi}}}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

$M_{pi}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{pi}$ (mm)
20.449	290.52	2.1	0.23	30318.97	<b>4.93</b>

**Tableau 21: Résultat de Calcul la flèche  $f_{pi}$**

✖ **Calcul de la flèche " $f_{ji}$ " :**

On a:  $q = 3.30 \times 0.65 = 2.145$  KN/ml (G: charge permanent avant la mise en place du revêtement)

$$M_j = 0.85 \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{2.145 (4.85)^2}{8} = 6.307 \text{ KN.m}$$

On utilise les formules suivant :

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ji}(d-y)}{I} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad I_{jj} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{jj}}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

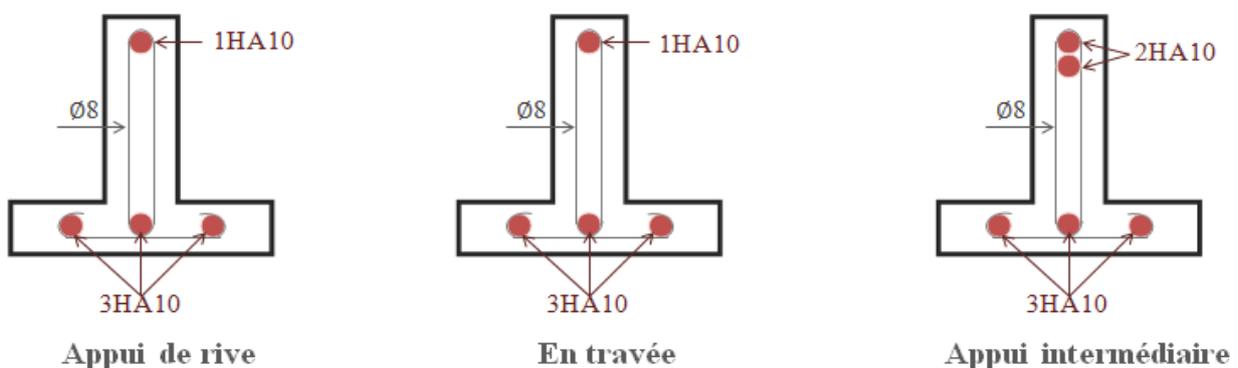
$M_{ji}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{ji}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)
6.307	89.60	2.1	-0.25 $\approx$ 0	93985.78	<b>0.49</b>

**Tableau 22: Résultat de Calcul la flèche  $f_{ji}$**

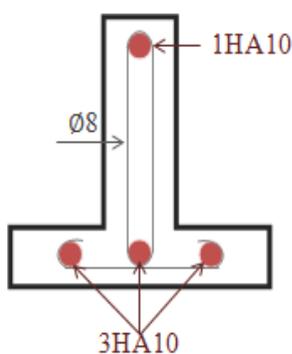
$$\Rightarrow \Delta f = 2.51 - 0.49 + 4.93 - 0.84 = 6.11 \text{ mm} < 9.7 \text{ mm} \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Schéma de ferrailage :**

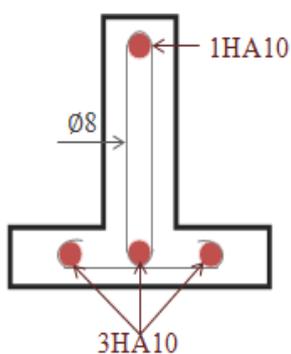
✓ **Plancher terrasse accessible :**



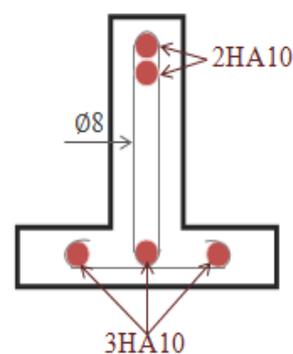
✓ Plancher étage (10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup>):



Appui de rive

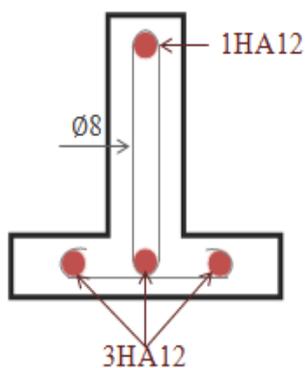


En travée

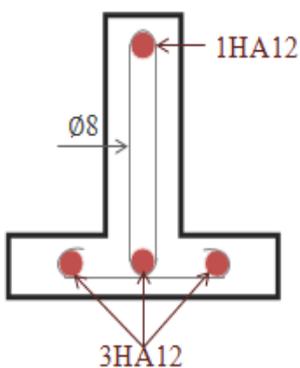


Appui intermédiaire

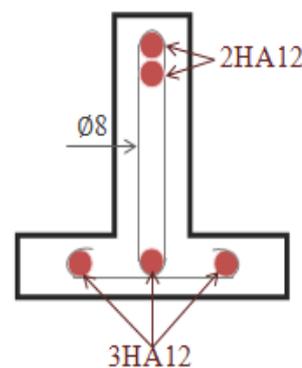
✓ Plancher RDC et entre sol :



Appui de rive



En travée



Appui intermédiaire

Figure 30 : Ferrailage des poutrelles pour le type 1

2) Type 2 :

☒ Plancher terrasse :

✓ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Sur Appuis (max)	En travée (max)
ELU	4.098	17.414
ELS	2.993	12.718

Tableau 23: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2)

➤ **En travée :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 17.414 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la table de compression, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 4.098 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.414	65	22.5	14.16	0.037	0.047	22.07	348	2.26	<b>3HA10 = 2.36</b>
Sur appui	4.098	10	22.5	14.16	0.057	0.073	21.84	348	0.53	<b>1HA10 = 0.79</b>

**Tableau 24 : résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 2)**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

**En travée :**  $A_{s \text{ min}} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 2.36 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

**Sur appuis :**  $A_{s \text{ min}} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 0.79 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = 16.897 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{16.897 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.75 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... (CV)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14 ; 10 ; 10) = 7.14 \text{ mm}$

Donc on adopte :  $\varnothing 8 \Rightarrow 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✱ **En appui :**  $T_u = 16.897 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.897 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{1.66 \text{ MPa}} < 14.16 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :**  $\alpha = 0.047$

$$\gamma = \frac{17.414}{12.718} = \mathbf{1.36} \Rightarrow \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.43} \Rightarrow \alpha = 0.047 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui :**  $\alpha = 0.073$

$$\gamma = \frac{4.098}{2.993} = \mathbf{1.36} \Rightarrow \alpha = 0.073 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0.0515 > 0.0444 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.0515 < \frac{17.414}{15 \times 20.488} = 0.0566 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :**

✓ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

	Sur Appuis (max)	En travée (max)
<b>ELU</b>	5.808	27.328
<b>ELS</b>	4.089	19.243

**Tableau 25: résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 2)**

➤ **En travée :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 27.328 \text{ KN.m} \Rightarrow$  la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :  $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$

➤ **Sur appuis :**

$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 5.808 \text{ KN.m} \Rightarrow$  donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions :  $(b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$  ;  $d = 0.9 h = 22.5 \text{ cm}$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	f <sub>bu</sub> (MPa)	μ	α	Z (cm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	27.328	65	22.5	14.16	0.058	0.074	21.83	348	3.59	<b>3HA14 = 4.62</b>
<b>Sur appui</b>	5.808	10	22.5	14.16	0.081	0.105	21.55	348	0.77	<b>1HA12 = 1.13</b>

**Tableau 26 : résultat de calcul le ferrailage de plancher étage (Type 2)**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

**En travée :**  $A_{s \text{ min}} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

**Sur appuis:**  $A_{s \text{ min}} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 1.13 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

➤ **vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est : **T<sub>u</sub> = 23.952 KN**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{23.952 \times 10^3}{100 \times 225} = 1.06 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... (CV)

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 10; 10) = \mathbf{7.14 \text{ mm}}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

✖ **Sur appui:**  $T_u = 23.952 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 23.952 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{2.36 \text{ MPa}} < 14.16 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :**  $\alpha = 0.074$

$$\gamma = \frac{27.328}{19.243} = \mathbf{1.42} \Rightarrow \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.46} \Rightarrow \alpha = 0.074 < 0.46 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **Sur appui :**  $\alpha = 0.105$

$$\gamma = \frac{5.808}{4.089} = \mathbf{1.42} \Rightarrow \alpha = 0.105 < 0.46 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{485} = 0.0515 > 0.0444 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.0515 < \frac{27.328}{15 \times 29.041} = 0.0627 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{462}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0031 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc **on calcul la flèche**

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée par la formule de **BAEL91** comme suite :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots\dots\dots (\text{mm})$$

Avec :  $f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$  ;  $f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

Pour les planchers, limitation des flèches :

- Si :  $L \leq 5 \text{ m}$   $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$
- Si :  $L > 5 \text{ m}$   $\Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$
- Pour les consoles avec:  $L \leq 2 \text{ m}$   $\Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

Dans notre cas :  $L = 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500} = \frac{500}{485} = 0.97 \text{ cm} = \mathbf{9.7 \text{ mm}}$

✦ **La position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ???$  ( $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$  ;  $d = 22.5 \text{ cm}$ )

✦ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$I = \frac{by^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - d')^2$

✦ **Moment d'inertie de la section homogène (I<sub>0</sub>) :**

$V = \frac{bh^2}{2} + 15 A_s d \dots\dots\dots (h = 25 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm})$

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 A_s (d - V)^2$

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$  ;  $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

b(cm)	d(cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
65	22.5	4.62	5.94	23545.39	14.28	86425.41	0.0031	6.77	2.71

**Tableau 27: Résultat de différent type de coefficient de la flèche**

✦ **Calcul de la flèche "f<sub>gi</sub>" et "f<sub>gv</sub>" :**

On a:  $q = 0.65G = \mathbf{3.705 \text{ KN/ml}}$  (G: charge permanent après la mise en place du revêtement)

$M_{gs} = 0.85M_0 = 0.85 \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.705 (4.85)^2}{8} = \mathbf{9.259 \text{ KN.m}}$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

$M_{gs}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{f_{gi}}$ (cm <sup>4</sup> )	$E_i$ (MPa)	$f_{gi}$ (mm)	$I_{f_{gv}}$ (cm <sup>4</sup> )	$E_v$ (MPa)	$f_{gv}$ (mm)
9.259	97.68	2.1	-0.10 $\approx$ 0	95067.95	32164.195	<b>0.71</b>	95067.95	10818.86	<b>2.11</b>

**Tableau 28: Résultat de Calcul les flèches f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>**

× **Calcul de la flèche "f<sub>pi</sub>" :**

On a:  $q = 0.65 (G+Q) = (5.7 + 5) 0.65 = 6.955 \text{ KN/ml}$  (G: charge permanent avant la mise en place du revêtement).

$$M_{pi} = 0.85 \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{6.955 (4.85)^2}{8} = 17.382 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

$M_{pi}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{f_{pi}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{pi}$ (mm)
17.382	183.37	2.1	0.15	47168.42	<b>2.69</b>

**Tableau 29: Résultat de Calcul la flèche f<sub>pi</sub>**

× **Calcul de la flèche "f<sub>ji</sub>" :**

On a:  $q = 3.30 \times 0.65 = 2.145 \text{ KN/ml}$  (G: charge permanent avant la mise en place du revêtement)

$$M_j = 0.85 \frac{qL^2}{8} = 0.85 \times \frac{2.145 (4.85)^2}{8} = 5.361 \text{ KN.m}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

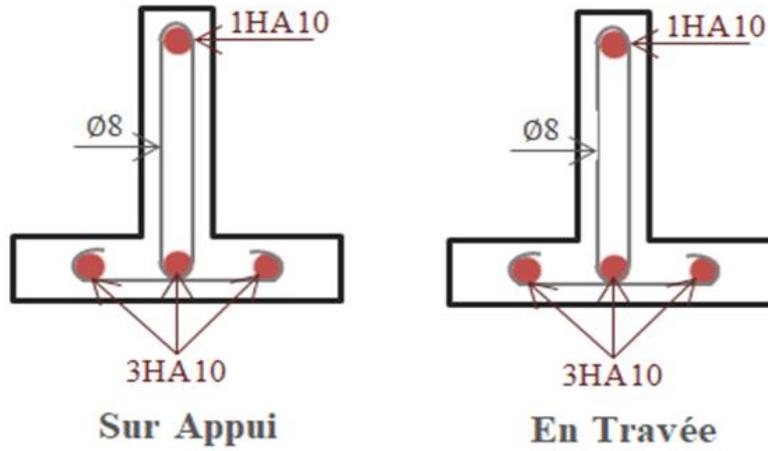
$M_j$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{f_{ji}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)
5.361	56.55	2.1	-0.31 $\approx$ 0	95067.95	<b>0.41</b>

**Tableau 30: Résultat de Calcul la flèche f<sub>ji</sub>**

$$\Rightarrow \Delta f = 2.11 - 0.41 + 2.69 - 0.71 = 3.68 \text{ mm} < 9.7 \text{ mm} \dots\dots\dots (CV)$$

☒ Schéma de ferrailage :

✓ Plancher terrasse :



✓ Plancher étage (3<sup>ème</sup> à entre sol) :

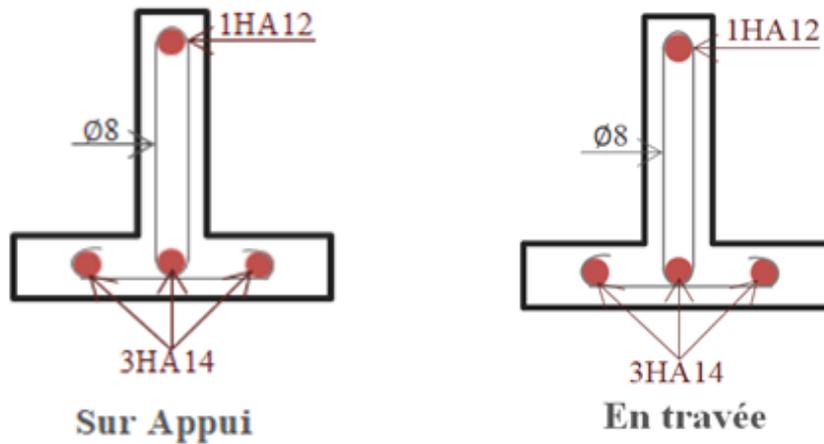


Figure 31: Ferrailage des poutrelles pour le type 2

3) Type 3 :

☒ Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul de ferrailage se fait pour une section en T soumise à la flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables :

Combinaison	Appuis de rive (max)	Appui intermédiaire (max)	En travée (max)
ELU	3.848	9.620	13.468
ELS	2.810	7.026	9.837

Tableau 31: Résultats des moments fléchissant maximal à l'ELU et l'ELS (Type 3)

✓ En travée :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 13.468 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$$

✓ Sur appui :

➤ Appui de rive :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 3.848 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$$

➤ Appui intermédiaire :

$$M_t = 92.04 \text{ KN.m} > M_u = 9.620 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b_0 \times h) = (10 \times 25) \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	13.468	65	22.5	14.16	0.028	0.035	22.18	348	1.74	<b>3HA10 = 2.36</b>
Appui de rive	3.848	10	22.5	14.16	0.053	0.068	21.88	348	0.50	<b>1HA10 = 0.79</b>
appui intermédiaire	9.620	10	22.5	14.16	0.134	0.180	20.88	348	1.32	<b>2HA10 = 1.58</b>

**Tableau 32: Résultat de calcul le ferrailage de plancher terrasse (Type 3)**

☒ Vérification à l'ELU :

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

En travée :  $A_{s \text{ min}} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

Sur appuis de rive :  $A_{s \text{ min}} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 0.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

Sur appui intermédiaire :  $A_{s \text{ min}} = 0.27 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ adopté}} = 1.58 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant maximal est :  $T_u = 18.012 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{18.012 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.8 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7.14; 10; 10) = \mathbf{7.14 \text{ mm}}$$

Donc on adopte :  $\emptyset 8 \Rightarrow \mathbf{2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2}$

✓ **Vérification de la compression du béton vis-à-vis de l'effort tranchant :**

➤ **En appui de rive :**  $T_u = 16.375 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 16.375 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{1.61 \text{ MPa}} < 14.16 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui intermédiaire :**  $T_u = 19.162 \text{ KN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 18.012 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 225} = \mathbf{1.77 \text{ MPa}} < 14.16 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Selon **BAEL91**:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (20.25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{20.25 \text{ cm}} \Rightarrow \text{on adopte: } \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

☒ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

✓ **En travée :**  $\alpha = 0.035$

$$\gamma = \frac{13.468}{9.837} = \mathbf{1.36} \Rightarrow \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.43} \Rightarrow \alpha = 0.035 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **En appui de rive :**  $\alpha = 0.068$

$$\gamma = \frac{3.848}{2.810} = \mathbf{1.36} \Rightarrow \alpha = 0.068 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **En appui de rive :**  $\alpha = 0.180$

$$\gamma = \frac{9.620}{7.026} = \mathbf{1.36} \Rightarrow \alpha = 0.180 < 0.43 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{25}{470} = 0.0531 > 0.0444 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Rightarrow 0.0531 > \frac{13.468}{15 \times 19.24} = 0.0466 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{650 \times 225} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ Schéma de ferrailage :

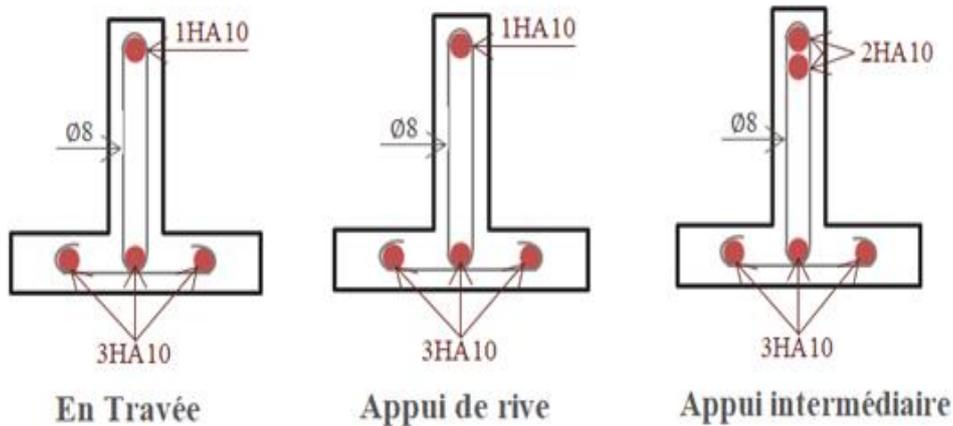


Figure 32 : Ferrailage des poutrelles pour le type 3

### III.3.1.2. La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectés :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Selon **BAEL91 [Art B.6.8]**, Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

a. La section des armatures **perpendiculaires** aux nervures (en cm<sup>2</sup> pour mètre de nervures) :

$$A_{\text{perp}} > \frac{200}{f_e} \quad , \text{ Si : } L_n \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perp}} \geq 4 \times \frac{L}{f_e} \quad , \text{ Si : } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

Avec :  $L_n$  : Écartement entre axe des nervures.

Dans notre cas :  $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_{\text{perp}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

On adopte : **5T6 = 1.41 cm<sup>2</sup> / ml**, avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

b. Les armatures **parallèles** aux nervures :

Autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $\left(\frac{A_{perp}}{2}\right)$

$$A_{para} = \frac{A_{perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T6 = 1.41 cm<sup>2</sup> / ml**, avec un espacement de :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre **ϕ6** dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

c. **Schéma de ferrailage :**

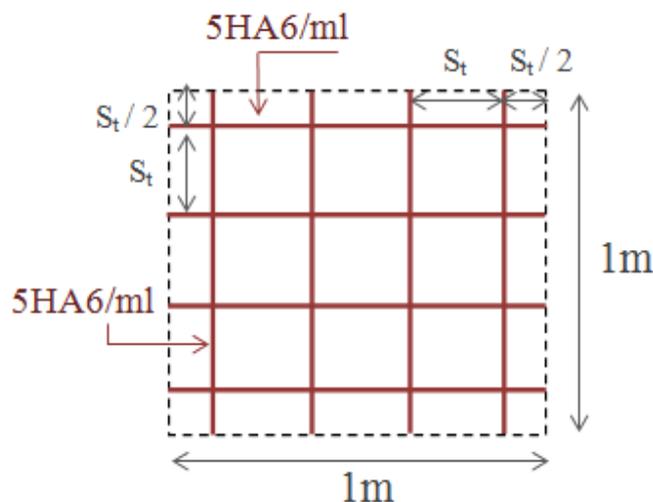


Figure 33 : Ferrailage de la dalle de compression

### III.3.2. Dalle pleine :

#### III.3.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque en béton armée qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis. Constitue par des poutres, des poutrelles ou des murs.

#### III.3.2.2. Type 1 :

On trouve le panneau le plus sollicité de dimension :  $L_x = 4.7 \text{ m}$  et  $L_y = 5 \text{ m}$  avec une épaisseur égale à :  $e = 16 \text{ cm}$ .

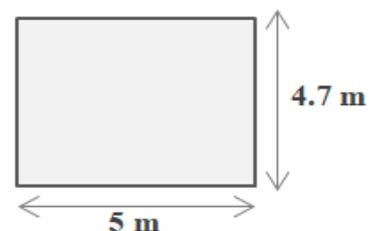


Figure 34 : Panneau dalle pleine (Type 1)

**a. Méthode de calcul les sollicitations :**

**1) Les moments isostatiques :**

On calcule  $\alpha$  qui est le rapport entre les dimensions en plan :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

	sens	Moment isostatique
<b><math>\alpha &lt; 0.4</math></b> Le panneau travaille dans un seul sens	$L_x$	$M_{0x} = \frac{pL_x^2}{8}$
	$L_y$	$M_{0y} = 0$
<b><math>\alpha \geq 0.4</math></b> Le panneau travaille dans les deux directions	$L_x$	$M_{0x} = \mu_x q L_x^2$
	$L_y$	$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

**Tableau 33 : Calcul des moments isostatique pour la dalle pleine**

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de **BAEL 91**.

**2) Les moments en travée et sur appuis :**

On regroupe le calcul des moments sur travée et en appuis dans le tableau suivant :

	Sens	Moment sur travée	Moment en appuis
<b>Pour un panneau de rive</b>	$L_x$	$M_{tx} = 0.85 M_{0x}$	$M_{ax} = 0.3 M_{0x}$
	$L_y$	$M_{ty} = 0.85 M_{0y}$	$M_{ay} = 0.3 M_{0y}$
<b>Pour un panneau intermédiaire</b>	$L_x$	$M_{tx} = 0.75 M_{0x}$	$M_{ax} = 0.5 M_{0x}$
	$L_y$	$M_{ty} = 0.75 M_{0y}$	$M_{ay} = 0.5 M_{0y}$

**Tableau 34 : Calcul des moments sur travée et en appuis pour la dalle pleine**

**b. Calcul le ferrailage :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{5} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portant dans les deux sens}$$

**1) Evaluation des charges :**

Charge permanent :  $G = 6.4 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

## 2) Calcul des sollicitations à l'ELU :

☒ **Combinaisons d'actions :** Pour une bonde de **1 m** :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (6.4) + 1.5 (5) = \mathbf{16.14 \text{ KN/m}}$$

☒ **Les moments isostatiques :**

$$\mu_x = 0.0419 \quad ; \quad \mu_y = 0.8661$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0419 \times 16.14 \times (4.7)^2 = \mathbf{14.939 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.8661 \times 14.939 = \mathbf{12.939 \text{ KN.m}}$$

☒ **Les moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 14.939 = \mathbf{7.469 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 12.939 = \mathbf{3.882 \text{ KN.m}}$$

☒ **Les moments sur travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 14.939 = \mathbf{11.204 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 12.939 = \mathbf{10.998 \text{ KN.m}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau :

	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN.m)	$M_{0y}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)
<b>Valeur</b>	0.94	0.0419	0.8661	14.939	12.939	7.469	3.882	11.204	10.998

**Tableau 35: Résultats des sollicitations à l'ELU du plancher dalle pleine (Type 1)**

## 3) Calcul des sollicitations à l'ELS :

☒ **Combinaisons d'actions :** Pour une bonde de **1 m** :

$$q_{ser} = G + Q = 6.4 + 5 = \mathbf{11.4 \text{ KN/m}}$$

☒ **Les moments isostatiques :**

$$\mu_x = 0.0491 \quad ; \quad \mu_y = 0.9087$$

$$M_{0x} = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0.0491 \times 11.4 \times (4.7)^2 = \mathbf{12.365 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.9087 \times 12.365 = \mathbf{11.236 \text{ KN.m}}$$

☒ Les moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 12.365 = \mathbf{6.182 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_{0y} = 0.3 \times 11.236 = \mathbf{3.371 \text{ KN.m}}$$

☒ Les moments sur travée:

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 12.365 = \mathbf{9.274 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 11.236 = \mathbf{9.551 \text{ KN.m}}$$

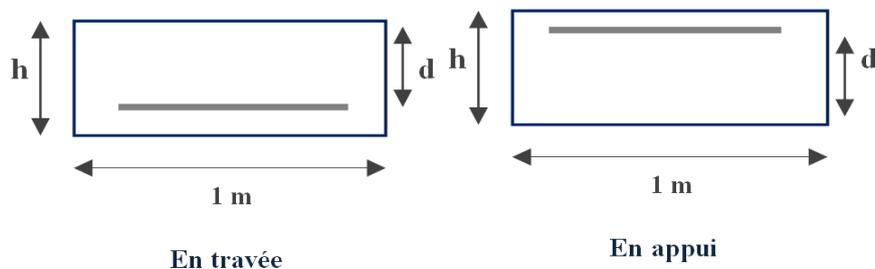
⇒ Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau :

	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN.m)	$M_{0y}$ (KN.m)	$M_{ax}$ (KN.m)	$M_{ay}$ (KN.m)	$M_{tx}$ (KN.m)	$M_{ty}$ (KN.m)
<b>Valeur</b>	0.94	0.0491	0.9087	12.365	11.236	6.182	3.371	9.274	9.551

**Tableau 36 : Résultats des sollicitations à l'ELS du plancher dalle pleine (Type 1)**

#### 4) Calcul des armatures :

La dalle calculé est une section rectangulaire de longueur **b=1 m** et une hauteur **h=0,16 m**, soumise à la flexion simple :



La hauteur utile :  $C = 2 \text{ cm}$

$$\text{Diamètre des armatures : } (\phi_x ; \phi_y) \leq \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = \mathbf{1.6 \text{ cm}} \Rightarrow (\phi_x ; \phi_y) = \mathbf{1 \text{ cm}}$$

$$\text{Selon XX : } dx = h - C - \frac{\phi}{2} = 16 - 2 - 0.5 = \mathbf{13.5 \text{ cm}}$$

$$\text{Selon YY : } dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13.5 - 1 = \mathbf{12.5 \text{ cm}}$$

$$\gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{16.14}{11.4} = \mathbf{1.4}$$

$$10^4 \mu_l = 3220 \theta \times \gamma + 51 \times \frac{f_c 28}{\theta} - 3100$$

$$10^4 \mu_l = 3220 \times 1 \times 1.4 + 51 \times \frac{25}{1} - 3100 = 2683 \Rightarrow \mu_l = \mathbf{0.268}$$

☒ **Suivant XX :**

✓ **En travée :**  $M_{tx} = 11.204 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.204 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.16} = \mathbf{0.043} < \mu_l = 0.268$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043} \right) = \mathbf{0.054}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5 (1 - 0.4 \times 0.054) = \mathbf{13.20 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z \times f_{su}} = \frac{11.204 \times 10^5}{13.20 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{2.43 \text{ cm}^2}$$

⇒ On adopte :  $4 \text{ } \emptyset \text{ 10} = \mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$

✓ **En appui :**  $M_{ax} = 7.469 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.469 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.16} = \mathbf{0.028} < \mu_l = 0.268$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028} \right) = \mathbf{0.035}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5 (1 - 0.4 \times 0.035) = \mathbf{13.31 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{z \times f_{su}} = \frac{7.469 \times 10^5}{13.31 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{1.61 \text{ cm}^2}$$

⇒ On adopte :  $4 \text{ } \emptyset \text{ 8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

☒ **Suivant YY :**

✓ **En travée :**  $M_{ty} = 10.998 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.998 \times 10^6}{1000 \times (125)^2 \times 14.16} = \mathbf{0.049} < \mu_l = 0.268$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049} \right) = \mathbf{0.062}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.5 (1 - 0.4 \times 0.062) = \mathbf{12.19 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{z \times f_{su}} = \frac{10.998 \times 10^6}{12.19 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**

✓ **En appui : M<sub>ay</sub> = 3.882 KN.m**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.882 \times 10^6}{1000 \times (125)^2 \times 14.16} = 0.017 < \mu_l = 0.268$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017} \right) = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 12.5 \times (1 - 0.4 \times 0.021) = 12.39 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{z \times f_{su}} = \frac{3.882 \times 10^5}{12.39 \times 348 \times 10^2} = 0.90 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte : **4 Ø 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

### 5) Vérifications à l'ELU :

☒ **Vérification de la condition de non fragilité :**

✓ **Suivant L<sub>y</sub> :**

Selon **BAEL91**, pour acier (Fe E 400) on a :

$$A_{ymin} = 8 \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Suivant L<sub>x</sub> :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{3-\alpha}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3-0.94}{2} \times 1.28 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

☒ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \min (3 h ; 33) = \min (3 \times 16; 33) = 33 \text{ cm}$$

**En travée :**  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

**Sur appui :**  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

☒ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$

Comme la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

D'après le **BAEL 91** on a pour :  $\alpha > 0,4$  :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2 + \alpha} = \frac{16.14 \times 4.7}{2 + 0.94} = 25.80 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_x}{3} = 25.28 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{25.80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

$$\tau_{uy} = \frac{25.28 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

**6) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

☒ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ? (A_s' = 0)$$

☒ **Le moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - d')^2 ; \text{ Avec : } A_s' = 0$$

☒ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	Section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm) <sup>2</sup>	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub>
X-X	Sur appui	6.182	2.01	2.57	4167.67	0.14	3.59	229.53	CV	CNV
	En travée	9.274	3.14	3.13	6087.12	0.15	4.69	233.32	CV	CNV
Y-Y	Sur appui	3.371	2.01	2.46	3535.40	0.09	2.21	135.54	CV	CV
	En travée	9.551	3.14	2.99	5150.76	0.18	5.38	256.77	CV	CNV

Tableau 37: Vérification des contraintes à l'ELS du plancher dalle pleine (Type 1)

✓ Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} ; A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Et on vérifie que :  $\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{K} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Sens	Section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	μ <sub>s</sub>	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	k	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub>	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
X-X	Sur appui	6.182	0.0016	0.9325	2.43	59.02	3.41	CV	4T10 = 3.14	25
	En travée	9.274	0.0025	0.9173	3.71	45.53	3.71	CV	4T12 = 4.52	25
Y-Y	Sur appui	3.371	0.0010	0.9457	1.41	77.04	2.62	CV	4T10 = 3.14	25
	En travée	9.551	0.0030	0.9104	4.16	40.79	4.94	CV	4T12 = 4.52	25

Tableau 38: Résultats de ferrailage à l'ELS De la dalle pleine (Type 1)

7) Schéma de ferrailage :

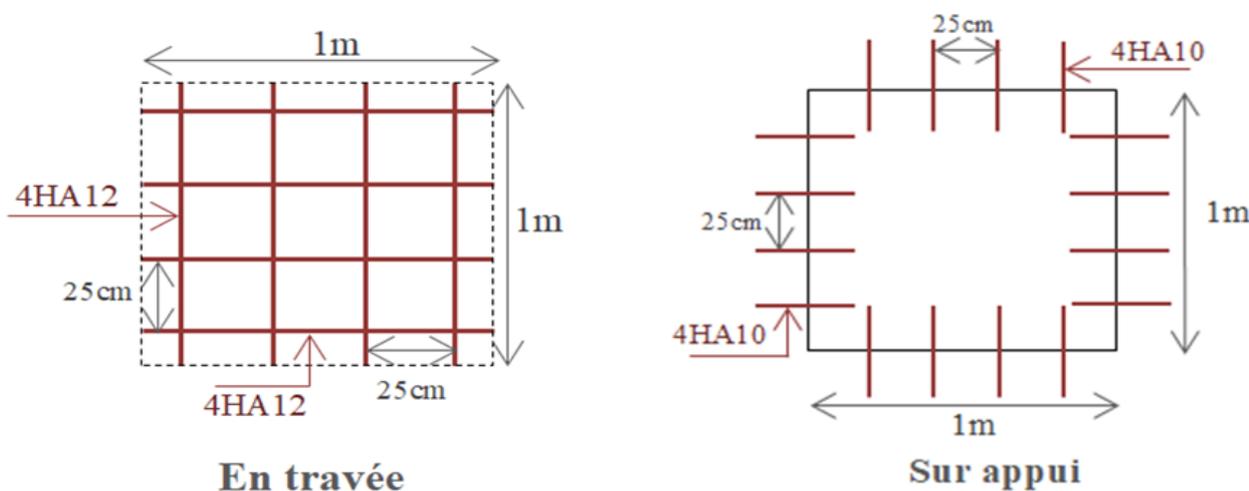


Figure 35 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Type 1)

### III.3.2.3. Type 2 :

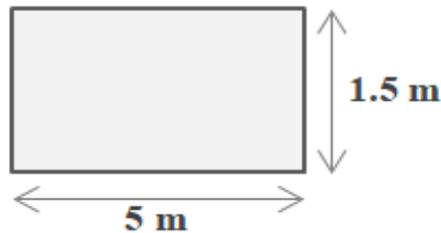


Figure 36 : Panneau dalle pleine (Type 2)

Le deuxième type de la dalle pleine repose sur 3 appuis d'épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$ , on calcul les sollicitations à l'aide du programme « SOCOTEC ».

#### a. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m :

La charge permanente :  $G = 5.4 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/ml}$

#### b. Calcul des sollicitations :

##### 1) Données générales :

###### ☒ Dimensions :

Longueur (// X) : 5 m ; (// Y) : 1.5 m

Epaisseur :  $e = 0.12 \text{ m}$

###### ☒ Matériaux :

<b>E (MPa)</b>	32164.195
<b><math>\nu</math></b>	0.2
<b>c (m)</b>	0.02
<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	100

##### 2) liaisons :

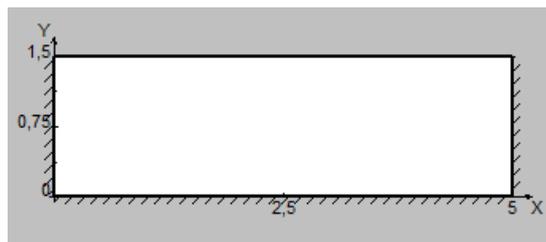


Figure 38 : dalle pleine encastrement sur trois cotés

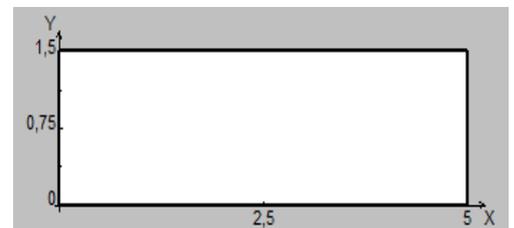


Figure 37 : dimensionnement de la dalle pleine (Type 2)

N°	type	Position
1	Encastré	Ligne y = 0
2	Encastré	Ligne x = 0
3	Encastré	Ligne x = 5

### 3) Les sollicitations :

ELU :

✓ Les charges :

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	5.4	1.35	Dalle entière
2	uniforme	-Z	5	1.5	Dalle entière

**Tableau 39: Les charges dues à la dalle pleine à l'ELU (Type 2)**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5.4) + 1.5 (5) = 14.79 \text{ KN/ml}$$

✓ les sollicitations obtenues selon " SOCOTEC ":

	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>M<sub>xx</sub> (KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	0.00	1.5	-12.78
<b>En travée</b>	2.02	1.5	2.64
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>M<sub>yy</sub> (KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	2.50	0.00	12.47
<b>En travée</b>	1.79	1.18	0.39
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>T<sub>Zx</sub> (KN)</b>
<b>Min</b>	0.00	1.5	-42.62
<b>Max</b>	5.00	1.5	42.62
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>T<sub>Zy</sub> (KN)</b>
<b>Min</b>	2.50	0.00	-24.07
<b>Max</b>	0.00	1.18	10.57

**Tableau 40: Résultats des efforts à l'ELU (Type 2)**

☒ **ELS :**

✓ **Les charges :**

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	5.4	1	Dalle entière
2	uniforme	-Z	5	1	Dalle entière

**Tableau 41: Les charges dues à la dalle pleine à l'ELS (Type 2)**

$$q_{ser} = G + Q = 5.4 + 5 = 10.4 \text{ KN/ml}$$

✓ les sollicitations obtenues selon " **SOCOTEC** ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	0.00	1.5	-8.98
<b>En travée</b>	2.02	1.5	1.86
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	2.50	0.00	-8.77
<b>En travée</b>	1.79	1.18	0.27
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
<b>Min</b>	0.00	1.5	-29.97
<b>Max</b>	5.00	1.5	29.97
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
<b>Min</b>	2.50	0.00	-16.92
<b>Max</b>	0.00	1.18	7.43

**Tableau 42: Résultats des efforts à l'ELS (Type 2)**

**c. Ferrailage :**

**1) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le Calcul se fait à la **flexion simple**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimensions :  $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9 h = 10.8 \text{ cm}$$

On Calcul le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Sens	La section	M <sub>u</sub> (KN.m)	d (cm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Sur appui	-12.78	10.8	0.077	0.100	10.37	3.54	1.30	<b>4HA12 = 4.52</b>
	En travée	2.74	10.8	0.016	0.020	10.73	0.73	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>
Y-Y	Sur appui	-12.47	10.8	0.075	0.097	10.38	3.45	1.30	<b>4HA12 = 4.52</b>
	En travée	0.39	10.8	0.002	0.002	10.79	0.10	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>

**Tableau 43: Résultats de calcul le ferrailage de la dalle pleine (Type 2)**

**2) Vérification à l'ELU :**

**Espacement :**

Sens X-X :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant selon « **SOCOTEC** » est :

$V_{ux} = T_{zx} = 42.62 \text{ KN}$

$V_{uy} = T_{zy} = 24.07 \text{ KN}$

$\tau_{ux} = \frac{v_{ux}}{b \times d} = \frac{42.62 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.39 \text{ MPa}$

$\tau_{uy} = \frac{v_{uy}}{b \times d} = \frac{24.07 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.22 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{ux} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

$\tau_{uy} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

**3) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

☒ La position de l'axe neutre :

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \quad \dots\dots\dots y = ??$$

☒ Le moment d'inertie de la section homogène " I " :

$$I = \frac{bxy^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

☒ Calcul des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	Section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>bar</sup>	σ <sub>st</sub> ≤ σ <sub>st</sub> <sup>bar</sup>
X-X	Sur appui	8.98	4.52	3.21	5008.36	0.17	5.45	193.54	CV	CV
	En travée	1.86	2.01	2.26	2583.66	0.07	1.58	89.67	CV	CV
Y-Y	Sur appui	8.77	4.52	3.21	5008.36	0.17	5.45	193.54	CV	CV
	En travée	0.27	2.01	2.26	2583.66	0.01	0.22	12.81	CV	CV

Tableau 44: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS (Type 2)

#### 4) Schéma de ferrailage :

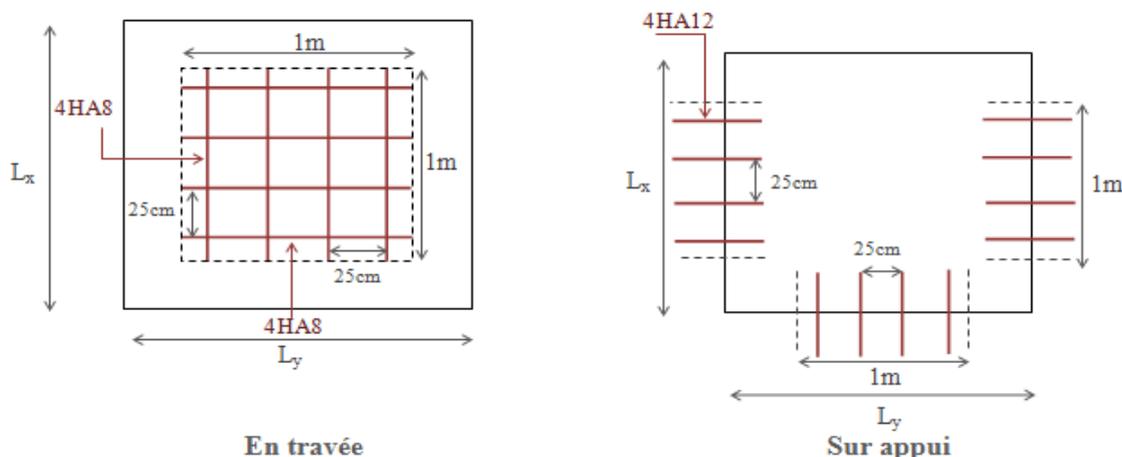


Figure 39 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine (Type 2)

### III.3.2.4. Type 3 : Dalle Décorative

La dalle décorative est une dalle pleine reposant sur 4 appuis d'épaisseur  $e = 12 \text{ cm}$ , on calcul les sollicitations à l'aide du programme « SOCOTEC ».

#### a. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de  $1 \text{ m}$  :

La charge permanente :  $G = 5.4 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation :  $Q = 5 \text{ KN/ml}$

#### b. Calcul des sollicitations :

##### 1) Données générales :

###### ☒ Dimensions :

Longueur (// X) :  $4.7 \text{ m}$  ; (// Y) :  $1.95 \text{ m}$

Epaisseur :  $e = 0.12 \text{ m}$

###### ☒ Matériaux :

<b>E (MPa)</b>	32164.195
<b><math>\nu</math></b>	0.2
<b>c (m)</b>	0.02
<b><math>f_c</math> (MPa)</b>	100

##### 2) Liaisons :

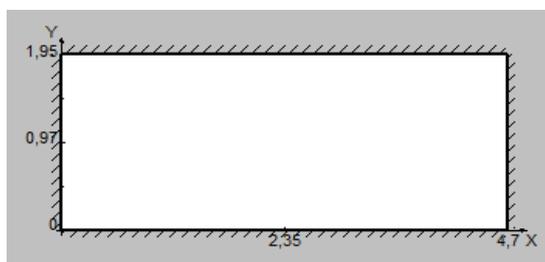


Figure 41 : Dalle décorative encastree sur 4 cotée

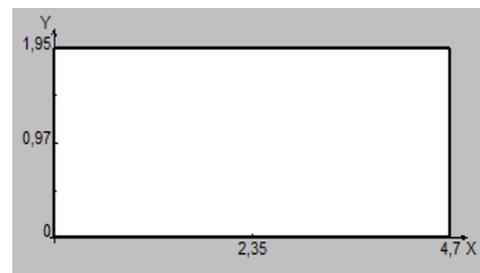


Figure 40 : Dimensionnement de la dalle décorative

N°	Type	Position
1	Encastré	Ligne y = 0
2	Encastré	Ligne y = 1.95
3	Encastré	Ligne x = 0
4	Encastré	Ligne x = 4.7

3) Les sollicitations :

ELU :

✓ Les charges :

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	5.4	1.35	Dalle entière
2	uniforme	-Z	5	1.5	Dalle entière

**Tableau 45: Les charges dues à la dalle décorative à l'ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5.4) + 1.5 (5) = 14.79 \text{ KN/ml}$$

✓ Les sollicitations obtenues selon " SOCOTEC ":

	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>M<sub>xx</sub> (KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	4.70	0.98	-2.71
<b>En travée</b>	1.06	0.98	0.82
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>M<sub>yy</sub> (KN.m)</b>
<b>Sur appui</b>	2.23	1.95	-4.48
<b>En travée</b>	2.23	0.98	2.32
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>T<sub>Zx</sub> (KN)</b>
<b>Min</b>	0.00	0.98	-12.93
<b>Max</b>	4.70	0.98	12.93
	<b>X (m)</b>	<b>Y (m)</b>	<b>T<sub>Zy</sub> (KN)</b>
<b>Min</b>	2.94	0.00	-15.18
<b>Max</b>	1.76	1.95	15.18

**Tableau 46: Résultats des efforts à l'ELU de la dalle décorative**

☒ ELS :

✓ Les charges :

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	5.4	1	Dalle entière
2	uniforme	-Z	5	1	Dalle entière

**Tableau 47: Les charges dues à la dalle décorative à l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 5.4 + 5 = 10.4 \text{ KN/ml}$$

✓ Les sollicitations obtenues selon " SOCOTEC ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
Sur appui	4.70	0.98	-1.91
En travée	1.06	0.98	0.57
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
Sur appui	2.23	1.95	-3.15
En travée	2.23	0.98	1.63
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
Min	0.00	0.98	-9.09
Max	4.70	0.98	9.09
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
Min	1.76	0.00	-10.67
Max	1.76	1.95	10.67

**Tableau 48: Résultats des efforts à l'ELS de la dalle décorative**

**c. Ferrailage :**

**1) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul se fait à la **flexion simple**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimensions :  $(b \times h) = (100 \times 12) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9 h = 10.8 \text{ cm}$$

On Calcul le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Sens	Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	Sur appui	-2.71	100	10.8	0.016	0.020	10.71	0.72	1.30	<b>4HA10 = 3.14</b>
	En travée	0.82	100	10.8	0.004	0.005	10.77	0.21	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>
Y-Y	Sur appui	-4.48	100	10.8	0.027	0.034	10.65	1.20	1.30	<b>4HA10 = 3.14</b>
	En travée	2.32	100	10.8	0.014	0.017	10.72	0.62	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>

**Tableau 49: Résultats de calcul le ferrailage de la dalle décorative**

**2) Vérification à l'ELU :**

**Espacement :**

Sens X-X :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant selon « **SOCOTEC** » est :

$V_{ux} = T_{zx} = 12.93 \text{ KN}$

$V_{uy} = T_{zy} = 15.18 \text{ KN}$

$\tau_{ux} = \frac{v_{ux}}{b \times d} = \frac{12.93 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.12 \text{ MPa}$

$\tau_{uy} = \frac{v_{uy}}{b \times d} = \frac{15.18 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.14 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{ux} = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

$\tau_{uy} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

**3) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

**☒ La position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$

**☒ Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

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

**☒ Calcul des contraintes :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm) <sup>2</sup>	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
X-X	Sur appui	1.91	3.14	2.75	3745.42	0.05	1.37	60.37	CV	CV
	En travée	0.57	2.01	2.26	2583.66	0.02	0.45	25.62	CV	CV
Y-Y	Sur appui	3.15	3.14	2.75	3745.42	0.08	2.2	96.60	CV	CV
	En travée	1.63	2.01	2.26	2583.66	0.06	1.35	76.86	CV	CV

**Tableau 50: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS de la dalle décorative**

## 4) Schéma de ferrailage :

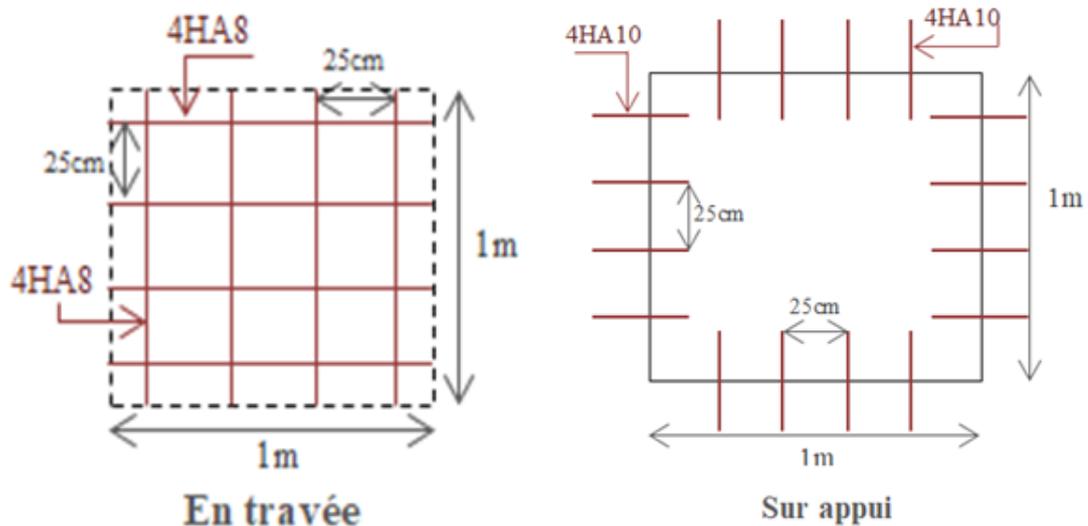


Figure 42 : Ferrailage de la dalle décorative

### III.4. Les Balcons :

Le bâtiment étudié comprend des balcons en dalles pleines qui sont supposées comme des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

Dans notre cas on a un **seul type** des Balcons :

- ✓ Balcons encastrés sur **deux côtés**.

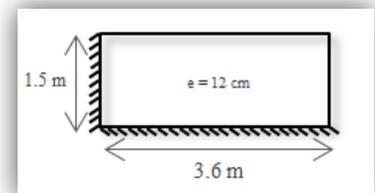


Figure 43 : Dimensions du Balcons

#### III.4.1. Etude des Balcons :

Le Balcon est considéré comme une dalle pleine encastrée sur trois côtés, on calcule les sollicitations à l'aide du programme « SOCOTEC ».

##### III.4.1.1. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de **1 m** :

La charge permanente : **G = 4.6 KN/ml**

La charge d'exploitation : **Q = 3.5 KN/ml**

### III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

#### a. Données générales :

##### 1) Dimensions :

Longueur (// X) : **3.6m** ; (// Y) : **1.5 m**

Epaisseur : **e = 0.12 m**

##### 2) Matériaux :

E (MPa)	32164.195
$\nu$	0.2
c (m)	0.02
$f_c$ (MPa)	400

#### b. liaisons :

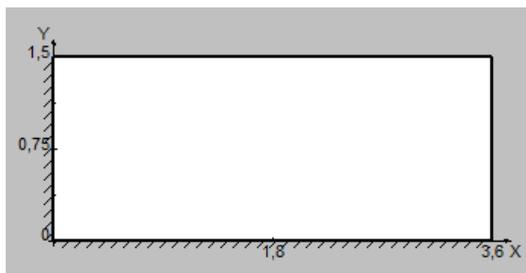


Figure 44 : Balcon de type encastré sur trois cotés

N°	type	Position
1	Encastré	Ligne y = 1.5
2	Encastré	Ligne x = 0

#### c. Les sollicitations :

##### 1) ELU :

##### Les charges :

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	4.6	1.35	Dalle entière
2	uniforme	-Z	3.5	1.5	Dalle entière

Tableau 51: Les charges dues au Balcon à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (4.6) + 1.5 (3.5) = 11.46 \text{ KN/ml}$$

les sollicitations obtenues selon " SOCOTEC ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	0.00	1.50	-10.48
<b>En travée</b>	1.69	1.50	1.54
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	3.26	0.00	-11.90
<b>En travée</b>	0.00	0.00	0.19
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
<b>Min</b>	0.00	1.50	-36.51
<b>Max</b>	1.01	0.32	5.78
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
<b>Min</b>	3.26	0.00	-24.86
<b>Max</b>	0.00	1.18	8.49

**Tableau 52: Résultats des efforts à l'ELU**

2) ELS :

Les charges :

N°	Type	comp	Valeur	Coeff	Position
1	uniforme	-Z	4.6	1	Dalle entière
2	uniforme	-Z	3.5	1	Dalle entière

**Tableau 53: Les charges dues au Balcon à l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 4.6 + 3.5 = 8.10 \text{ KN/ml}$$

les sollicitations obtenues selon " SOCOTEC ":

	X (m)	Y (m)	M <sub>xx</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	0	1.50	-7.41
<b>En travée</b>	1.69	1.50	1.09
	X (m)	Y (m)	M <sub>yy</sub> (KN.m)
<b>Sur appui</b>	3.26	0.00	-8.41
<b>En travée</b>	0.00	0.00	0.14
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zx</sub> (KN)
<b>Min</b>	0.00	1.50	-25.81
<b>Max</b>	1.01	0.32	4.09
	X (m)	Y (m)	T <sub>Zy</sub> (KN)
<b>Min</b>	3.26	0.00	-17.57
<b>Max</b>	0.00	1.18	6

**Tableau 54 : Résultats des efforts à l'ELS**

### III.4.1.3. Ferrailage :

☒ **Calcul des armatures à l'ELU :**

La section sera étudié est une section rectangulaire de dimension: (b×h) = (100×12) cm<sup>2</sup>

**d = 0.9 h = 10.8 cm**

On Calcul le ferrailage par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Sens	La section	M <sub>u</sub> (KN.m)	d (cm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	<b>Sur appui</b>	-10.48	10.8	0.063	0.081	10.45	2.88	1.30	<b>4HA12 = 4.52</b>
	<b>En travée</b>	1.54	10.8	0.009	0.011	10.75	0.41	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>
Y-Y	<b>Sur appui</b>	-11.90	10.8	0.072	0.093	10.39	3.29	1.30	<b>4HA12 = 4.52</b>
	<b>En travée</b>	0.19	10.8	0.001	0.001	10.79	0.05	1.30	<b>4HA8 = 2.01</b>

**Tableau 55: Résultats de calcul le ferrailage de Balcon**

☒ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Espacement :**

Sens **X-X** :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Sens **Y-Y** :  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La valeur de l'effort tranchant selon « **SOCOTEC** » est :

$V_{ux} = T_{zx} = 36.51 \text{ KN}$

$V_{uy} = T_{zy} = 24.86 \text{ KN}$

$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{36.51 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.33 \text{ MPa}$

$\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{24.86 \times 10^3}{1000 \times 108} = 0.23 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_{ux} = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

$\tau_{uy} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

☒ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$

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

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

✓ **La position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$

✓ **Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \dots\dots\dots (b = 100 \text{ cm} ; d = 10.8 \text{ cm})$

✓ Calcul des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	Section	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$
X-X	Sur appui	7.41	4.52	3.21	5008.36	0.15	4.81	170.77	CV	CV
	En travée	1.09	2.01	2.26	2583.66	0.04	0.90	51.24	CV	CV
Y-Y	Sur appui	8.41	4.52	3.21	5008.36	0.16	5.45	182.16	CV	CV
	En travée	0.14	2.01	2.26	2583.66	0.005	0.11	6.40	CV	CV

Tableau 56: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS

### III.4.1.4. Schéma de ferrailage :

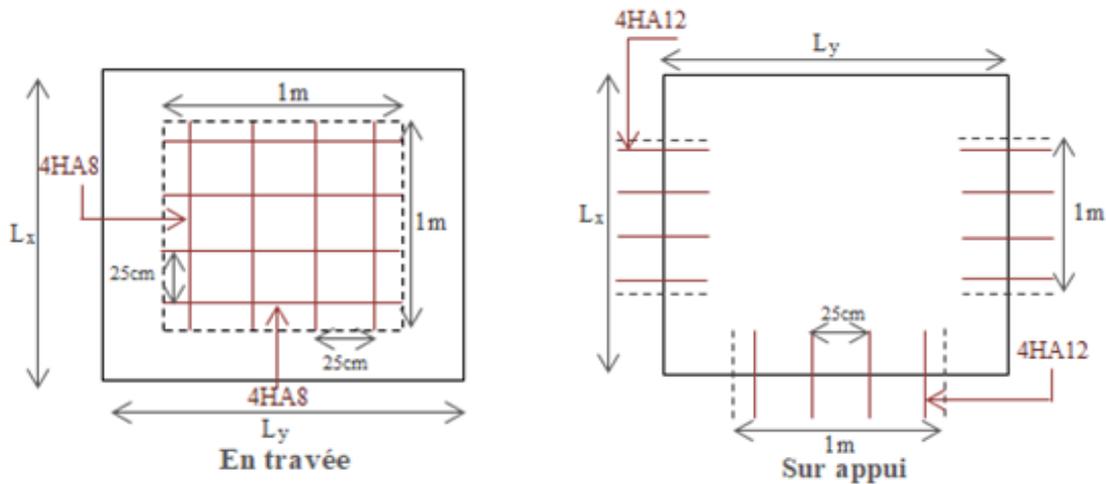


Figure 45: Ferrailage d'une bonde de 1 m du balcon

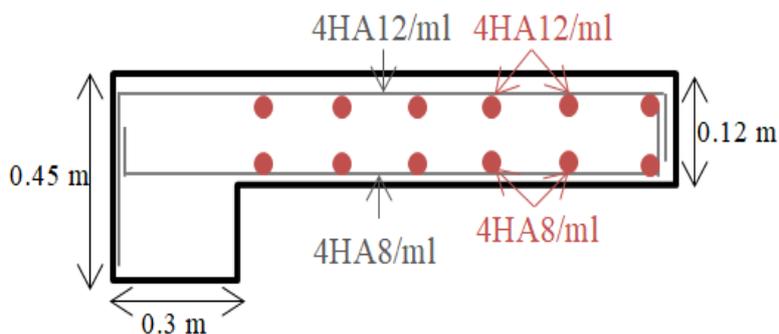


Figure 46: Ferrailage du balcon encastré sur trois côtés

## III.5. Les Escaliers :

### III.5.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre.

C'est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (Marches et Paliers).

Dans notre cas on a un seule type d'escalier :

- ✓ Escalier à trois volées.

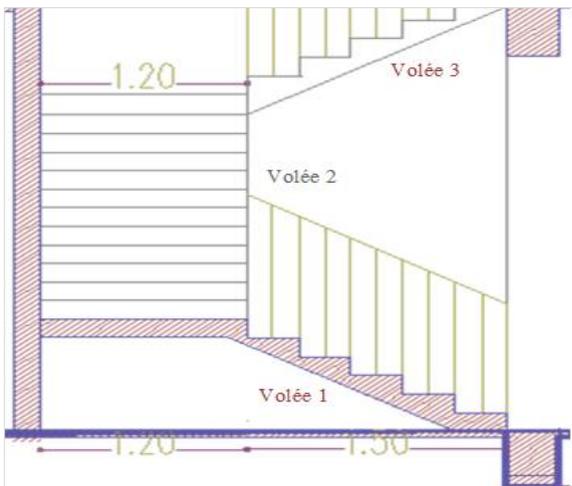


Figure 48: Vue en coupe d'une cage d'escalier

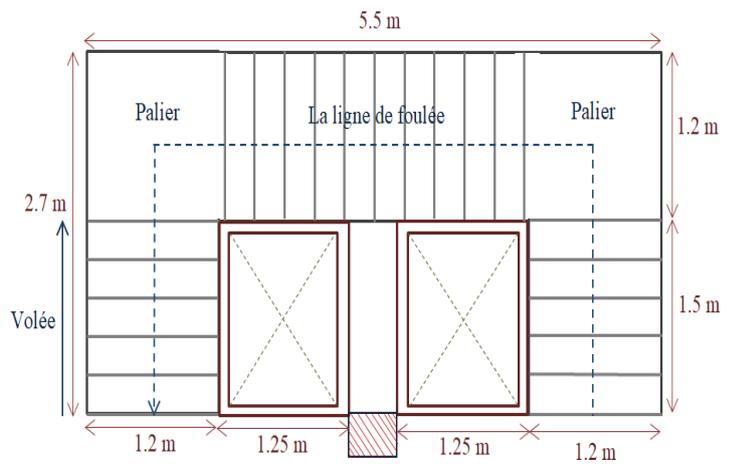


Figure 47 : Vue en plan d'une cage d'escalier

### III.5.2. Etude d'escaliers :

#### III.5.2.2. Escalier " RDC à 3<sup>ème</sup> étage " :

- 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

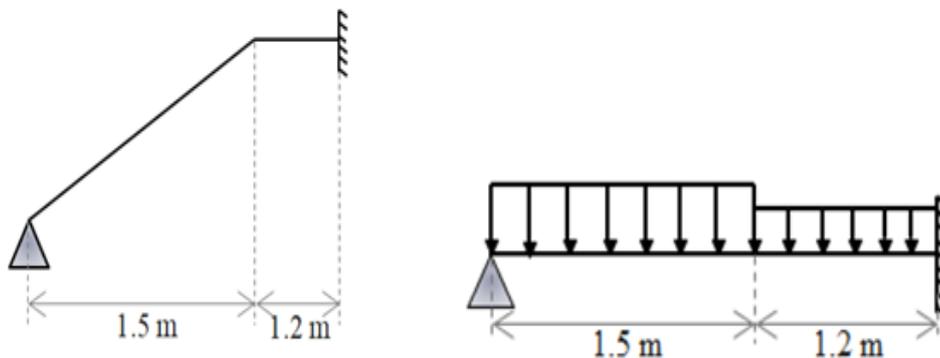


Figure 49 : 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier" RDC jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage"

## 1) Evaluation des charges :

☒ **Paillasse** :  $G = 9.16 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

☒ **Palier** :  $G = 6.1 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{eq} = \frac{9.16 \times 1.5 + 6.1 \times 1.2}{1.5 + 1.2} = \mathbf{7.80 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

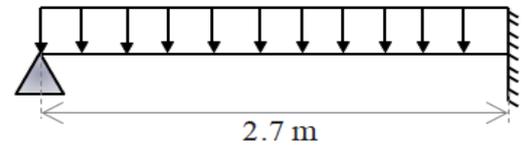


Figure 50 : Schéma statique de 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier

## 2) Les combinaisons d'actions :

☒ **ELU** :

$$q_u = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q = 1.35 (7.80) + 1.5 (2.5) = \mathbf{14.280 \text{ KN/ml}}$$

☒ **ELS** :

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 7.80 + 2.5 = \mathbf{10.30 \text{ KN/ml}}$$

## 3) Calcul des sollicitations :

On remplace l'encastrement par une poutre bi-articulé comme suite :

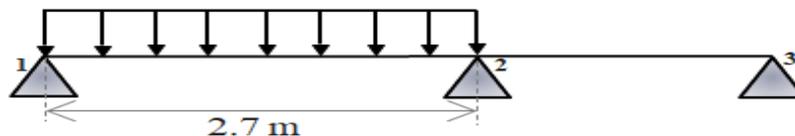


Figure 51 : La Charge équivalente

Pour Calculer les sollicitations on utilise la méthode de **Caquot** :

☒ **ELU** :

✓ **Moment isostatique** :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14.28 \times (2.7)^2}{8} = \mathbf{13.013 \text{ KN.m}}$$

✓ **Moment sur appui** :

$$M_1 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 13.013 = \mathbf{6.506 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = \frac{q_u (L_w^3 + L_e^3)}{8.5(L_w + L_e)} = \frac{14.28 \times (2.7^3 + 0)}{8.5(2.7 + 0)} = \mathbf{12.247 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 (13.013) - \frac{6.506 + 12.247}{2} = \mathbf{6.889 \text{ KN.m}}$$

☒ **ELS :**

✓ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.30 \times (2.7)^2}{8} = \mathbf{9.386 \text{ KN.m}}$$

✓ **Moment sur appui :**

$$M_1 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 9.386 = \mathbf{4.693 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = \frac{q_s (L_w^3 + L_e^3)}{8.5(L_w + L_e)} = \frac{10.30 \times (2.7^3 + 0)}{8.5 (2.7 + 0)} = \mathbf{8.834 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 9.386 - \frac{4.693 + 8.834}{2} = \mathbf{4.969 \text{ KN.m}}$$

#### 4) Calcul le ferrailage :

☒ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le Calcul se fait à **la flexion simple** pour une bande de **1m**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9 h = \mathbf{16.2 \text{ cm}}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

La section	$M_u$ (KN.m)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	6.889	16.2	0.018	0.022	16.05	1.23	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>
Sur appui	12.247	16.2	0.032	0.040	15.94	2.20	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>

**Tableau 57: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée)**

☒ **Les armatures de répartition :**

En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

Sur appui :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

☒ **Vérification :**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Espacement maximale :**

$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

Sur appui :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.28 \times 2.7}{2} = 19.278 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.278 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.12 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.022$**

$\gamma = \frac{6.889}{4.969} = 1.38 \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \alpha = 0.022 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$

➤ **En appui :  $\alpha = 0.040$**

$\gamma = \frac{12.247}{8.834} = 1.38 \Rightarrow \alpha = 0.040 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Vérification dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme **peu nuisible** donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{270} = 0.0666 > 0.0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0666 > \frac{6.889}{10 \times 13.013} = 0.0529 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 16.2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105 \dots\dots (CV)$$

b. 2<sup>ème</sup> volée :

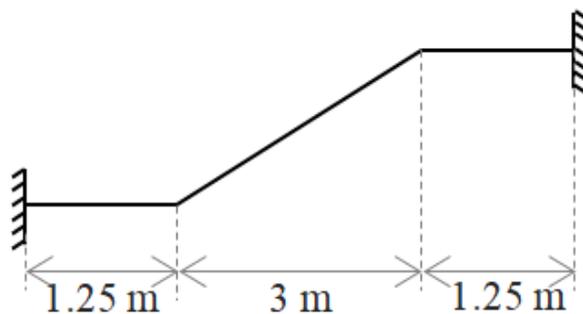


Figure 52 : 2<sup>ème</sup> volée d'escalier " RDC jusqu'à 3<sup>ème</sup> étage"

1) Evaluation des charges :

☒ Paillasse : G = 9.02 KN/ml

Q = 2.5 KN/ml

☒ Palier : G = 6.1 KN/ml

Q = 2.5 KN/ml

$$G_{eq} = \frac{9.02 \times 3 + 6.1 \times 1.25 \times 2}{3 + 1.25 \times 2} = 7.693 \text{ KN/ml}$$

Q = 2.5 KN/ml

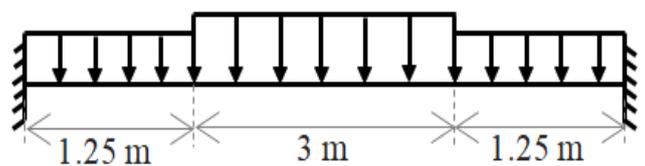


Figure 53 : Schéma statique de 2<sup>ème</sup> volée d'escalier

2) Les combinaisons d'actions :

☒ ELU :

$$q_u = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q = 1.35 (7.693) + 1.5 (2.5) = 14.135 \text{ KN/ml}$$

☒ ELS :

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 7.693 + 2.5 = 10.193 \text{ KN/ml}$$

### 3) Calcul des sollicitations :

On Calcule les sollicitations pour une poutre bi-encastées soumis à une charge uniformément répartie :

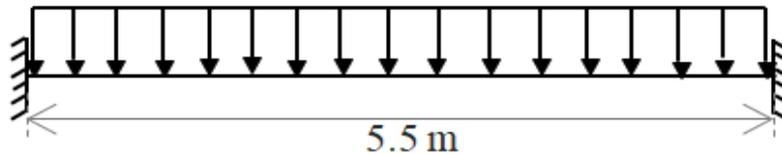


Figure 54 : La charge équivalente

#### ☒ ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{14.135 \times (5.5)^2}{24} = 17.816 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 17.816 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{14.135 \times (5.5)^2}{12} = 35.632 \text{ KN.m}$$

#### ☒ ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s L^2}{24} = \frac{10.193 \times (5.5)^2}{24} = 12.847 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = M_0 = 12.847 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = \frac{q_s L^2}{12} = \frac{10.193 \times (5.5)^2}{12} = 25.695 \text{ KN.m}$$

### 4) Calcul le ferrailage :

#### ☒ Calcul des armatures à l'ELU :

Le Calcul se fait à la **flexion simple** pour une bande de **1m**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9 h = 16.2 \text{ cm}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	17.816	16.2	0.047	0.060	15.81	3.23	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>
Sur appui	35.632	16.2	0.095	0.125	15.39	6.65	1.95	<b>5HA14 = 7.70</b>

**Tableau 58: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (2<sup>ème</sup> volée)**

☒ **Les armatures de répartition :**

En travée :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

Sur appui :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

☒ **Vérification :**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Espacement maximale :**

$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

En travée :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

Sur appui :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.135 \times 5.5}{2} = 38.871 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{38.871 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.23 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.060$**

$\gamma = \frac{17.816}{12.847} = 1.38 \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \alpha = 0.060 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$

➤ **En appui :  $\alpha = 0.125$**

$$\gamma = \frac{35.632}{25.695} = 1.38 \Rightarrow \alpha = 0.125 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme **peu nuisible** donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{550} = 0.0327 < 0.0625 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0327 < \frac{17.816}{10 \times 17.816} = 0.10 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 16.2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0047 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée par la formule de **BAEL91** comme suite :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots\dots\dots [\text{mm}]$$

Avec :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Pour les planchers, limitation des flèches :

- Si :  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$
- Si :  $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$
- Pour les consoles avec:  $L \leq 2 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

Dans notre cas :  $L = 5.5 \text{ m} \Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{550}{1000} = 0.5 + 0.55 = \mathbf{10.5 \text{ mm}}$

✗ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??? \quad (A_s = 7.7 \text{ cm}^2 ; d = 16.2 \text{ cm})$$

✦ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

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

✦ **Moment d'inertie de la section homogène (I<sub>0</sub>) :**

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_s d}{(bd + 15 A_s)} \dots\dots\dots (h = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm})$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b h \left(\frac{h}{2} - V\right) + 15 A_s (d - V)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} \quad \Rightarrow \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

b (cm)	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
100	16.2	7.70	5.07	18651.91	10.41	49934.03	0.0047	4.46	1.78

**Tableau 59: Résultat de différent type de coefficient de la flèche**

✦ **Calcul de la flèche "f<sub>gi</sub>" et "f<sub>gv</sub>" :**

○ **Paillasse :** G = 9.02 KN/ml

○ **Palier :** G = 6.1 KN/ml

⇒ **G<sub>eq</sub> = 7.693 KN/ml**

$$M_{gs} = M_t = \frac{7.693 \times (5.5)^2}{24} = \mathbf{9.696 \text{ KN.m}}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

M <sub>gs</sub> (KN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>t28</sub> (MPa)	μ	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>i</sub> (MPa)	f <sub>gi</sub> (mm)	If <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>v</sub> (MPa)	f <sub>gv</sub> (mm)
9.696	86.78	2.1	0.01	52582.26	32164.195	<b>1.73</b>	53966.82	10818.86	<b>5.02</b>

**Tableau 60: Résultat de calcul les flèches f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>**

✦ **Calcul de la flèche "f<sub>pi</sub>" :**

On a: **q = G<sub>eq</sub> + Q = 7.693 + 2.5 = 10.193 KN/ml**

$$M_{pi} = M_t = \frac{10.193 \times (5.5)^2}{24} = \mathbf{12.847 \text{ KN.m}}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

$M_{pi}$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{f_{pi}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{pi}$ (mm)
12.847	114.99	2.1	0.13	34768.59	<b>3.47</b>

**Tableau 61: Résultat de calcul la flèche  $f_{pi}$**

× Calcul de la flèche " $f_{ji}$ " :

○ Paillasse :  $G = 7.42$  KN/ml

○ Palier :  $G = 4.5$  KN/ml

⇒  $G_{eq} = \frac{7.42 \times 3 + 4.5 \times 1.25 \times 2}{5.5} = 6.093$  KN/ml (La charge permanente avant la mise en place du revêtement)

$$M_j = M_t = \frac{6.093 \times (5.5)^2}{24} = 7.679 \text{ KN.m}$$

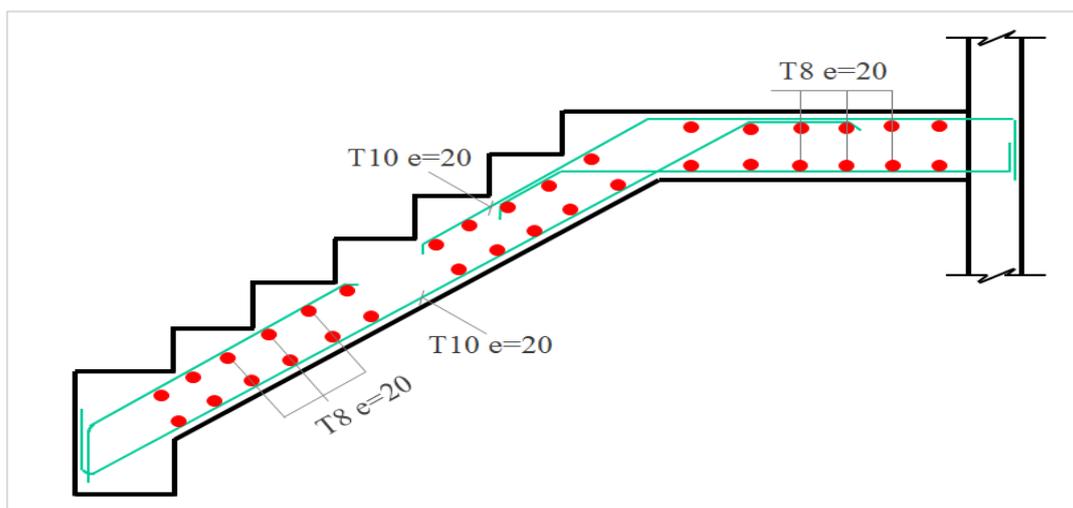
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

$M_j$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{f_{ji}}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)
7.679	68.73	2.1	-0.08 ≈ 0	54927.43	<b>1.31</b>

**Tableau 62: Résultat de calcul la flèche  $f_{ji}$**

$$\Rightarrow \Delta f = 5.02 - 1.31 + 3.47 - 1.73 = 5.45 \text{ mm} < 10.5 \text{ mm} \dots\dots\dots (CV)$$

c. Schéma de ferrailage :



**Figure 55 : Ferrailage de 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée de l'escalier " RDC à 3<sup>ème</sup> étage "**

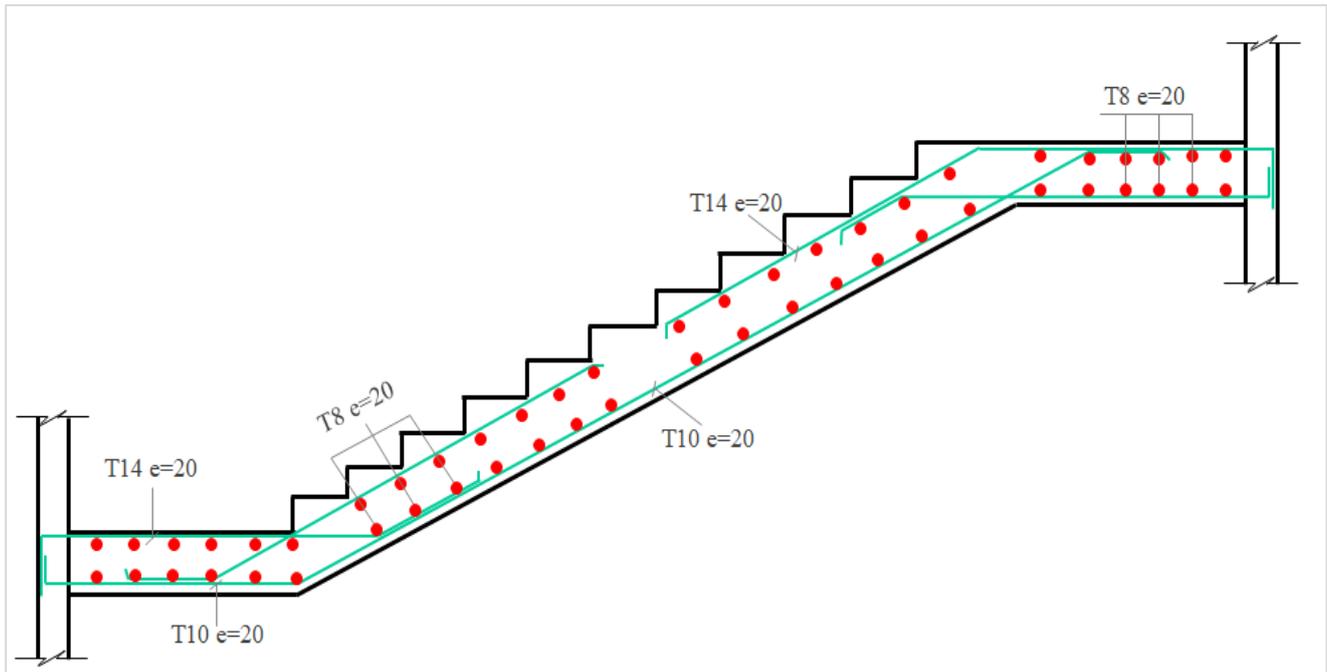


Figure 56 : ferrailage de 2<sup>ème</sup> volée de l'escalier " RDC à 3<sup>ème</sup> étage "

### III.5.2.3. Escalier " 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage " :

a. 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

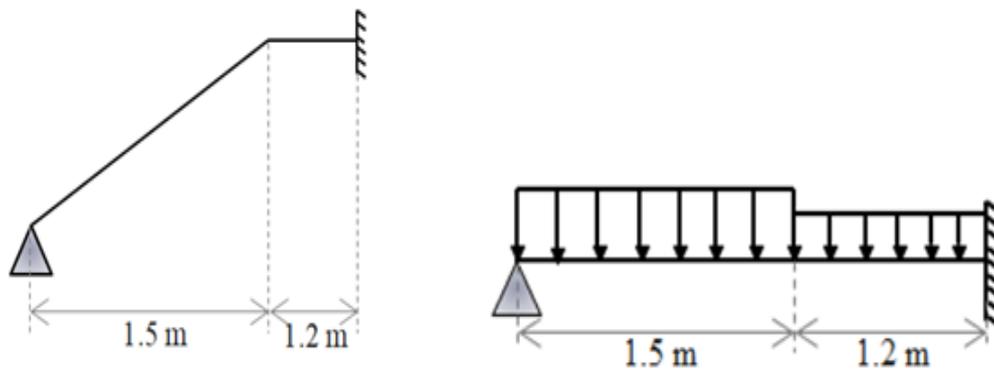


Figure 57 : 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier " 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage "

1) Evaluation des charges :

☒ Paillasse :  $G = 9.16 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

☒ Palier :  $G = 6.1 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

$$G_{eq} = \frac{9.16 \times 1.5 + 6.1 \times 1.2}{1.5 + 1.2} = 7.80 \text{ KN/ml}$$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

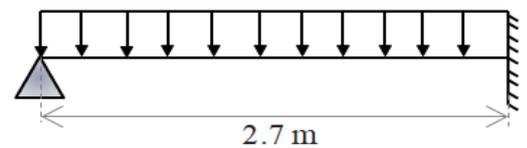


Figure 58 : Schéma statique de 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée d'escalier

## 2) Les combinaisons d'actions :

### ☒ ELU :

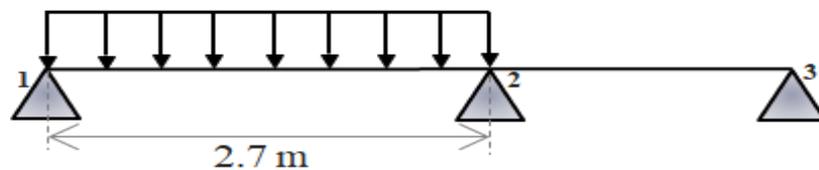
$$q_u = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q = 1.35 (7.80) + 1.5 (2.5) = \mathbf{14.280 \text{ KN/ml}}$$

### ☒ ELS :

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 7.80 + 2.5 = \mathbf{10.30 \text{ KN/ml}}$$

## 3) Calcul des sollicitations :

On remplace l'encastrement par une poutre bi-articulé comme suite :



**Figure 59 : La Charge équivalente**

Pour Calculer les sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

### ☒ ELU :

#### ✓ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{14.28 \times (2.7)^2}{8} = \mathbf{13.013 \text{ KN.m}}$$

#### ✓ Moment sur appui :

$$M_1 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 13.013 = \mathbf{6.506 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = \frac{q_u (L_w^3 + L_e^3)}{8.5(L_w + L_e)} = \frac{14.28 \times (2.7^3 + 0)}{8.5(2.7 + 0)} = \mathbf{12.247 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

#### ✓ Moment en travée :

$$M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 13.013 - \frac{6.506 + 12.247}{2} = \mathbf{6.889 \text{ KN.m}}$$

### ☒ ELS :

#### ✓ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{10.30 \times (2.7)^2}{8} = \mathbf{9.386 \text{ KN.m}}$$

#### ✓ Moment sur appui :

$$M_1 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 9.386 = \mathbf{4.693 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = \frac{q_s (L_w^3 + L_e^3)}{8.5(L_w + L_e)} = \frac{10.30 \times (2.7^3 + 0)}{8.5 (2.7 + 0)} = \mathbf{8.834 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 1.25 M_0 - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1.25 \times 9.386 - \frac{4.693 + 8.834}{2} = \mathbf{4.969 \text{ KN.m}}$$

#### 4) Calcul le ferrailage :

☒ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le Calcul se fait à **la flexion simple** pour une bande de **1m**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

$$d = 0.9 h = \mathbf{16.2 \text{ cm}}$$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	6.889	16.2	0.018	0.022	16.05	1.23	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>
Sur appui	12.247	16.2	0.032	0.040	15.94	2.20	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>

**Tableau 63: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée)**

☒ **Les armatures de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2} \Rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Sur appui : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2} \Rightarrow \text{On adopte : } \mathbf{5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2}$$

☒ **Vérification :**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \min (3 h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 18; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

En travée :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

Sur appui :  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (CV)$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{14.28 \times 2.7}{2} = 19.278 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.278 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.12 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :  $\alpha = 0.022$**

$$\gamma = \frac{6.889}{4.969} = 1.38 \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \alpha = 0.022 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ **En appui :  $\alpha = 0.040$**

$$\gamma = \frac{12.247}{8.834} = 1.38 \Rightarrow \alpha = 0.040 < 0.44 \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **Vérification dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme **peu nuisible** donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{270} = 0.0666 > 0.0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0666 > \frac{6.889}{10 \times 13.013} = 0.0529 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 16.2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0024 < 0.0105 \dots\dots (CV)$$

b. 2<sup>ème</sup> volée :

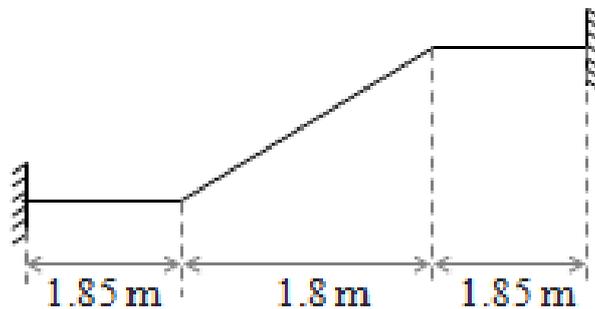


Figure 60 : 2<sup>ème</sup> volée d'escalier " 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage"

1) Evaluation des charges :

☒ Paillasse :  $G = 9.11 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

☒ Palier :  $G = 6.1 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

$$G_{eq} = \frac{9.11 \times 1.8 + 6.1 \times 1.85 \times 2}{1.8 + 1.85 \times 2} = 7.085 \text{ KN/ml}$$

$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

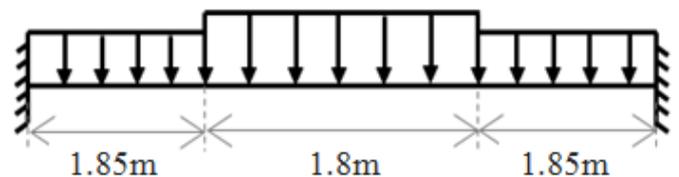


Figure 61 : Schéma statique de 2<sup>ème</sup> volée d'escalier

2) Les combinaisons d'actions :

☒ ELU :

$$q_u = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q = 1.35 (7.085) + 1.5 (2.5) = 13.315 \text{ KN/ml}$$

☒ ELS :

$$q_{ser} = G_{eq} + Q = 7.085 + 2.5 = 9.585 \text{ KN/ml}$$

3) Calcul des sollicitations :

On Calcule les sollicitations pour une poutre bi-encastées soumis à une charge uniformément répartie :

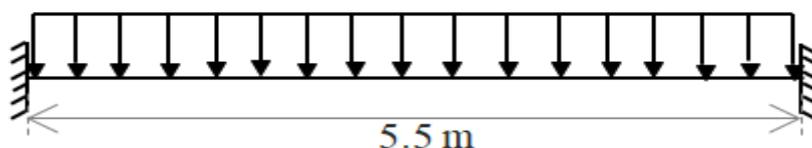


Figure 62 : La charge équivalente

☒ **ELU :**

✓ **Moment isostatique :**  $M_0 = \frac{q_u L^2}{24} = \frac{13.315 \times (5.5)^2}{24} = 16.782 \text{ KN.m}$

✓ **Moment en travée :**  $M_t = 16.782 \text{ KN.m}$

✓ **Moment sur appui :**  $M_a = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{13.315 \times (5.5)^2}{12} = 33.565 \text{ KN.m}$

☒ **ELS :**

✓ **Moment isostatique :**  $M_0 = \frac{q_s L^2}{24} = \frac{9.585 \times (5.5)^2}{24} = 12.081 \text{ KN.m}$

✓ **Moment en travée :**  $M_t = 12.081 \text{ KN.m}$

✓ **Moment sur appui :**  $M_a = \frac{q_s L^2}{12} = \frac{9.585 \times (5.5)^2}{12} = 24.162 \text{ KN.m}$

#### 4) Calcul le ferrailage :

☒ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Le Calcul se fait à la **flexion simple** pour une bande de **1m**, et la section sera étudié est une section rectangulaire de dimension :  $(b \times h) = (100 \times 18) \text{ cm}^2$

$d = 0.9 h = 16.2 \text{ cm}$

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Section	$M_u$ (KN.m)	d (cm)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	16.782	16.2	0.045	0.057	15.83	3.04	1.95	<b>5HA10 = 3.93</b>
Sur appui	33.565	16.2	0.090	0.118	15.43	6.25	1.95	<b>5HA14 = 7.70</b>

**Tableau 64: Résultats de calcul le ferrailage d'escalier (2<sup>ème</sup> volée)**

☒ **Les armatures de répartition :**

**En travée :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

**Sur appui :**  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

☒ **Vérification :**

✓ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \min(3 h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

**En travée :**  $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}} < \mathbf{33 \text{ cm}}$  ..... (CV)

**Sur appui :**  $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}} < \mathbf{33 \text{ cm}}$  ..... (CV)

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{13.135 \times 5.5}{2} = \mathbf{36.616 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{36.616 \times 10^3}{1000 \times 162} = \mathbf{0.22 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$

Donc :  $\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... (CV)

✓ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **En travée :**  $\alpha = 0.057$

$$\gamma = \frac{16.782}{12.081} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = \mathbf{0.44} \Rightarrow \alpha = 0.057 < 0.44 \text{ ..... (CV)}$$

➤ **En appui :**  $\alpha = 0.120$

$$\gamma = \frac{33.565}{24.162} = \mathbf{1.38} \Rightarrow \alpha = 0.118 < 0.44 \text{ ..... (CV)}$$

✓ **Vérification dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme **peu nuisible** donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{550} = 0.0327 < 0.0625 \text{ ..... (CNV)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0327 < \frac{16.782}{10 \times 16.782} = 0.10 \dots\dots\dots (CNV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 16.2} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0047 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée par la formule de **BAEL91** comme suite :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \dots\dots\dots [\text{mm}]$$

Avec :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Pour les planchers, limitation des flèches :

- Si :  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$
- Si :  $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$
- Pour les consoles avec:  $L \leq 2 \text{ m} \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

Dans notre cas :  $L = 5.5 \text{ m} \Rightarrow f \leq 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{550}{1000} = 0.5 + 0.55 = \mathbf{10.5 \text{ mm}}$

✖ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + A'_s) - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ?? \quad (A_s = 7.7 \text{ cm}^2 ; d = 16.2 \text{ cm})$$

✖ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

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

✖ **Moment d'inertie de la section homogène (I<sub>0</sub>) :**

$$V = \frac{b h^2}{2} + 15 A_s d \dots\dots\dots (h = 18 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm})$$

$$I_0 = \frac{b h^3}{12} + b h \left( \frac{h}{2} - V \right) + 15 A_s (d - V)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

b (cm)	d (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	V (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
100	16.2	7.70	5.07	18651.91	10.41	49934.03	0.0047	4.46	1.78

**Tableau 65: Résultat de différent type de coefficient de la flèche**

✖ **Calcul de la flèche "f<sub>gi</sub>" et "f<sub>gv</sub>" :**

○ **Paillasse** : G = 9.11 KN/ml

○ **Palier** : G = 6.1 KN/ml

⇒ **G<sub>eq</sub> = 7.085 KN/ml**

$$M_{gs} = M_t = \frac{7.085 \times (5.5)^2}{24} = \mathbf{8.93 \text{ KN.m}}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

M <sub>gs</sub> (KN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>t28</sub> (MPa)	μ	If <sub>gi</sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>i</sub> (MPa)	f <sub>gi</sub> (mm)	If <sub>gv</sub> (cm <sup>4</sup> )	E <sub>v</sub> (MPa)	f <sub>gv</sub> (mm)
8.93	79.93	2.1	-0.02≈0	54927.43	32164.195	<b>1.52</b>	54927.43	10818.86	<b>4.54</b>

**Tableau 66: Résultat de Calcul les flèches f<sub>gi</sub> et f<sub>gv</sub>**

✖ **Calcul de la flèche "f<sub>pi</sub>" :**

On a: **q = G<sub>eq</sub> + Q = 7.085 + 2.5 = 9.585 KN/ml**

$$M_{pi} = M_t = \frac{9.585 \times (5.5)^2}{24} = \mathbf{12.081 \text{ KN.m}}$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

M <sub>pi</sub> (KN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>t28</sub> (MPa)	μ	If <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>pi</sub> (mm)
12.081	108.13	2.1	0.11	36849.21	<b>3.08</b>

**Tableau 67: Résultat de Calcul la flèche f<sub>pi</sub>**

✖ **Calcul de la flèche "f<sub>ji</sub>" :**

○ **Paillasse** : G = 7.51 KN/ml

○ **Palier** : G = 4.5 KN/ml

$\Rightarrow G_{eq} = \frac{7.51 \times 1.8 + 4.5 \times 1.85 \times 2}{5.5} = 5.485 \text{ KN/ml}$  (La charge permanente avant la mise en place du revêtement)

$M_j = M_t = \frac{5.485 \times (5.5)^2}{24} = 6.913 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

$M_j$ (KN.m)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\mu$	$I_{fj}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_{ji}$ (mm)
6.913	61.87	2.1	-0.12 $\approx$ 0	54927.43	1.18

Tableau 68: Résultat de Calcul la flèche  $f_{ji}$

$\Rightarrow \Delta f = 4.54 - 1.18 + 3.08 - 1.52 = 4.92 \text{ mm} < 10.5 \text{ mm} \dots\dots (CV)$

c. Schéma de ferrailage :

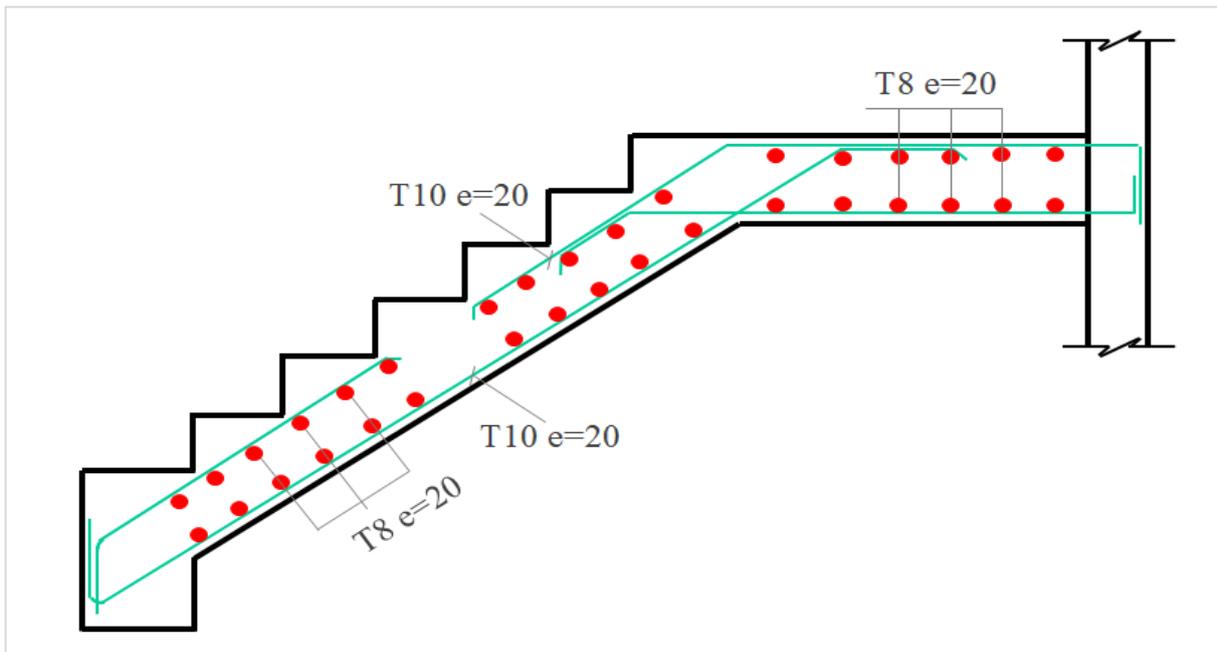


Figure 63 : ferrailage de 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée de l'escalier " 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage "

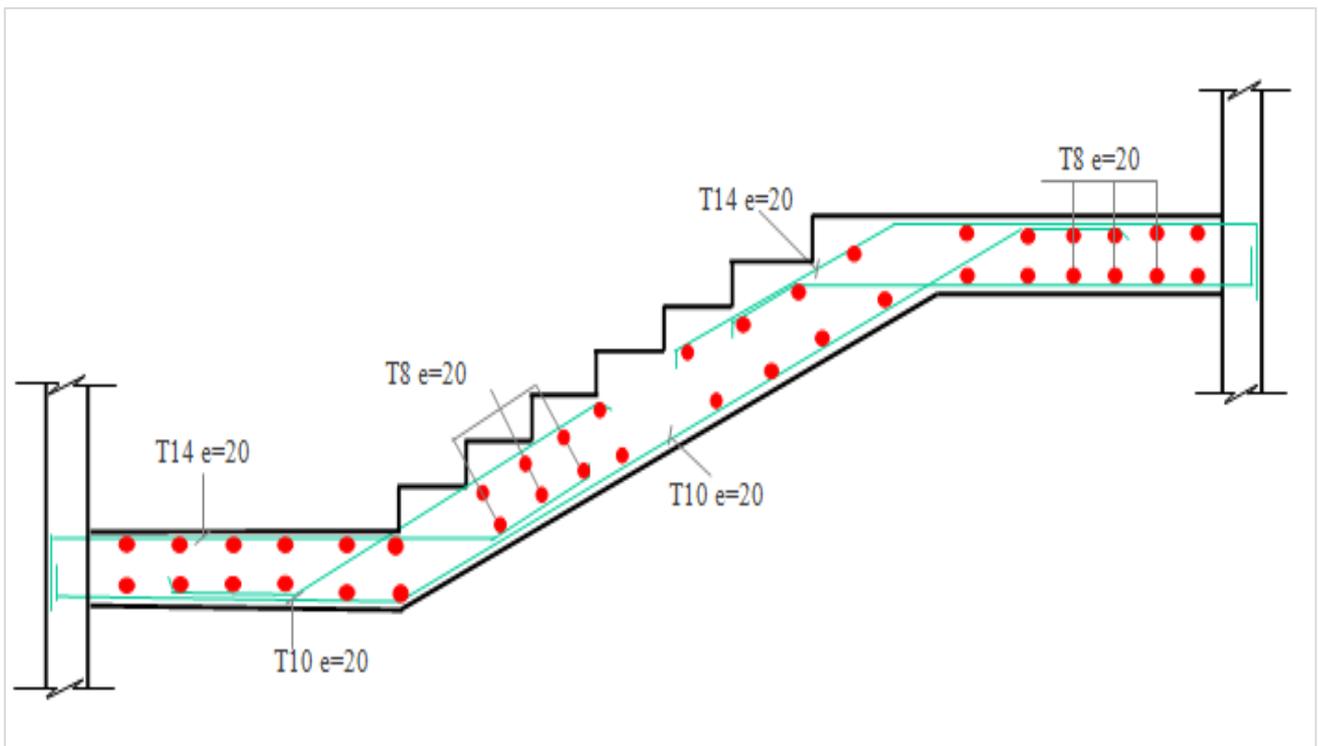


Figure 64 : ferrailage de 2<sup>ème</sup> volée de l'escalier " 4<sup>ème</sup> jusqu'à 10<sup>ème</sup> étage "

### III.5.3. Etude du voile d'escalier :

Le voile d'escalier est un élément non structural qui n'a pas une fonction porteuse ou de contreventement, de dimension : **b = 10 cm** et **L = 1.2 m**.

#### III.5.3.1. Méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant la formule « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »:

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad \dots \text{ [MPa]}$$

☞ pour une section partiellement comprimée (SPC) :

Dans le cas : **M > 0** ; **σ<sub>A</sub> > 0** ; **σ<sub>B</sub> < 0** :

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée. Il faut calculer **L<sub>t</sub>** en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{(\sigma_A + \sigma_B)}$$

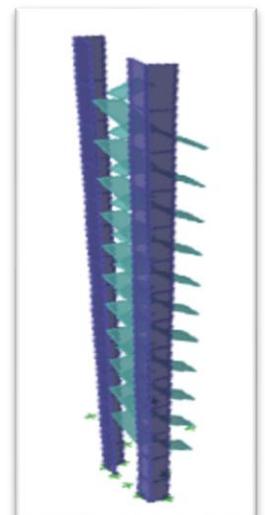


Figure 65: Voile d'escalier

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$ .

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

### III.5.3.2. Calcul le moment fléchissant :

Selon RPA99/Version 2003 [Art 6.2.3], La force horizontale de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux est calculée par la formule suivant :  $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, qui égale pour notre cas :  $A = 0.2$

$C_p$  : Facteur de force horizontale.

D'après Tableau 6.1 de RPA99/Version 2003, on trouve :  $C_p = 0.3$

$W_p$  : Poids du voile d'escalier.

$$W_p = \rho_{ba} \times b \times L \times h_e = 9.69 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.3 \times 9.69 = 2.326 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment fléchissant: } M = 2.326 \times 48.79 = 113.485 \text{ KN.m}$$

### III.5.3.3. Calcul de l'effort normal :

On calcul la descente des charges pour obtenir l'effort normal :

#### a. Les surfaces afférentes :

$$S = 1.2 \times \frac{1.2}{2} = 0.72 \text{ m}^2$$

$$S' = (1.2 + 0.10) (1.2) \times \frac{1}{2} = 0.78 \text{ m}^2$$

#### b. Les charges permanentes :

$$\text{Acrotère : } G = 1.78125 \times \frac{1.2 \times 0.1}{1.2} = 0.178 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G = 7.53 \times \frac{0.72}{1.2} = 4.518 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } G = 5.6 \times \frac{0.72}{1.2} = 3.360 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Plancher étage : } G = 6.4 \times \frac{0.72}{1.2} = 3.840 \text{ KN/ml}$$

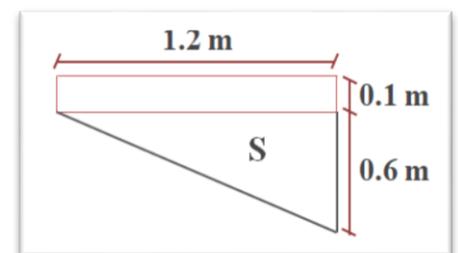


Figure 66 : Dimension de la section revenant au voile d'escalier

Voile étage (10<sup>ème</sup> jusqu'à 4<sup>ème</sup>) :  $G = 25 \times 0.1 \times 3.23 = 8.075 \text{ KN/ml}$

Voile étage (3<sup>ème</sup> jusqu'à entre sol) :  $G = 25 \times 0.1 \times 3.91 = 9.775 \text{ KN/ml}$

Voile (sous-sol):  $G = 25 \times 0.1 \times 3.4 = 8.5 \text{ KN/ml}$

**c. Les charges d'exploitations :**

Plancher terrasse :  $Q = 1 \times \frac{0.78}{1.2} = 0.65 \text{ KN/ml}$

Plancher étage :  $Q = 5 \times \frac{0.72}{1.2} = 3 \text{ KN/ml}$

Palier :  $Q = 2.5 \times \frac{0.72}{1.2} = 1.5 \text{ KN/ml}$

⇒ On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Niveau	Les éléments	Q avant dégression	Coefficient de dégression	Après dégression	
				G (KN)	Q (KN)
N1	- Plancher terrasse (buanderie)	0.65	1	4.518	0.65
	- Acrotère	/		0.178	/
	- Voile	/		8.075	/
N2	- Venant de N1	/	1	12.771	0.65
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5		3.36	1.5
N3	- Venant de N2	/	0.9	24.206	2.15
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5		3.36	1.35
N4	- Venant de N3	/	0.8	35.641	3.5
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5		3.36	1.2
N5	- Venant de N4	/	0.7	47.076	4.7
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5		3.36	1.05
N6	- Venant de N5	/	0.6	58.511	5.75
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5		3.36	0.9

<b>N7</b>	- Venant de N6	/		69.946	6.65
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N8</b>	- Venant de N7	/		81.381	7.4
	- Voile	/		8.075	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N9</b>	- Venant de N8	/		92.816	8.15
	- Voile	/		9.775	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N10</b>	- Venant de N9	/		105.951	8.9
	- Voile	/		9.775	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N11</b>	- Venant de N10	/		119.086	9.65
	- Voile	/		9.775	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N12</b>	- Venant de N11	/		132.221	10.40
	- Voile	/		9.775	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N13</b>	- Venant de N12	/		145.356	11.15
	- Plancher étage	3	0.5	3.840	1.5
	- Voile	/		9.775	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>N14</b>	- Venant de N13	/		162.331	13.40
	- Plancher étage	3	0.5	3.840	1.5
	- Voile	/		8.50	/
	- Palier	1.5	0.5	3.36	0.75
<b>Totale</b>				<b>178.031</b>	<b>15.65</b>

**Tableau 69: Descente des charges pour voile d'escalier**

$$N_u = (1.35 \times 178.031 + 1.5 \times 15.65) \times 1.2 = \mathbf{316.580 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = (178.031 + 15.65) \times 1.2 = \mathbf{232.417 \text{ KN}}$$

Par majoration de 10% :  $N_u = 348.238 \text{ KN}$

$$N_{ser} = 255.659 \text{ KN}$$

### III.5.3.4. Calcul le ferrailage :

a. **Les Dimensions** :  $L = 1.2 \text{ m}$  ;  $b = 0.1 \text{ m}$

b. **Caractéristique géométrique** :

$$I = \frac{0.10 \times (1.2)^3}{12} = 0.0144 \text{ m}^4$$

$$S = (1.2 \times 0.1) = 0.12 \text{ m}^2$$

$$Y = 0.6 \text{ m}$$

c. **Les sollicitations** :  $M = 113.485 \text{ KN.m}$

$$N = 348.238 \text{ KN}$$

d. **Calcul des contraintes** :

$$\sigma_A = \frac{348.238}{0.12} + \frac{113.485}{0.0144} \times 0.6 = 7630.525 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{348.238}{0.12} + \frac{113.485}{0.0144} \times 0.6 = -1826.558 \text{ KN/m}^2$$

On a :  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \Rightarrow$  Deux contraintes de signe opposée, alors : **SPC**

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.23 \text{ m}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 21.17 \text{ KN}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times \gamma}{f_e} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 2 \times 3T10 + 3T10$$

e. **Espacement** :

**En zone courante** :  $S_{tc} \leq \min(15 \times 10 ; 30) = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**En zone d'about** :  $S_{ta} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

### III.5.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.7.2]**, La contrainte de cisaillement dans le béton est

limitée comme suit :  $\tau \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Où :  $\tau = \frac{\bar{V}}{b_0 \times 0,9 \times h}$  , Avec :  $\bar{V} = 1.4 V$

$$\tau = \frac{1.4 \times 2.326 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 1200} = 0.30 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$$

### III.5.3.6. Calcul de ferrailage horizontal :

Espacement :  $S_t \leq (1,5 e ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Selon RPA99/Version 2003, le pourcentage minimum de ferrailage est :

Pour :  $\tau \leq 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times L$

Pour :  $\tau > 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0025 \times b \times L$

Pour notre cas :  $A_{RPA} = 0.0015 \times 10 \times 120 = 1.8 \text{ cm}^2$

Selon BAEL91 :  $A_{BAEL} = \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

$$A_{BAEL} = \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0.3 \times 200 \times 100}{0.9 \times \left(\frac{400}{1}\right)} = 1.66 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est :  $A_t = \max (A_{RPA} ; A_{BAEL}) = 1.8 \text{ cm}^2$

On adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>**

### III.5.3.7. Schéma de ferrailage :

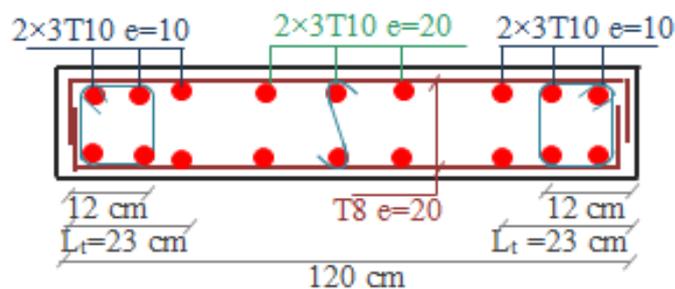
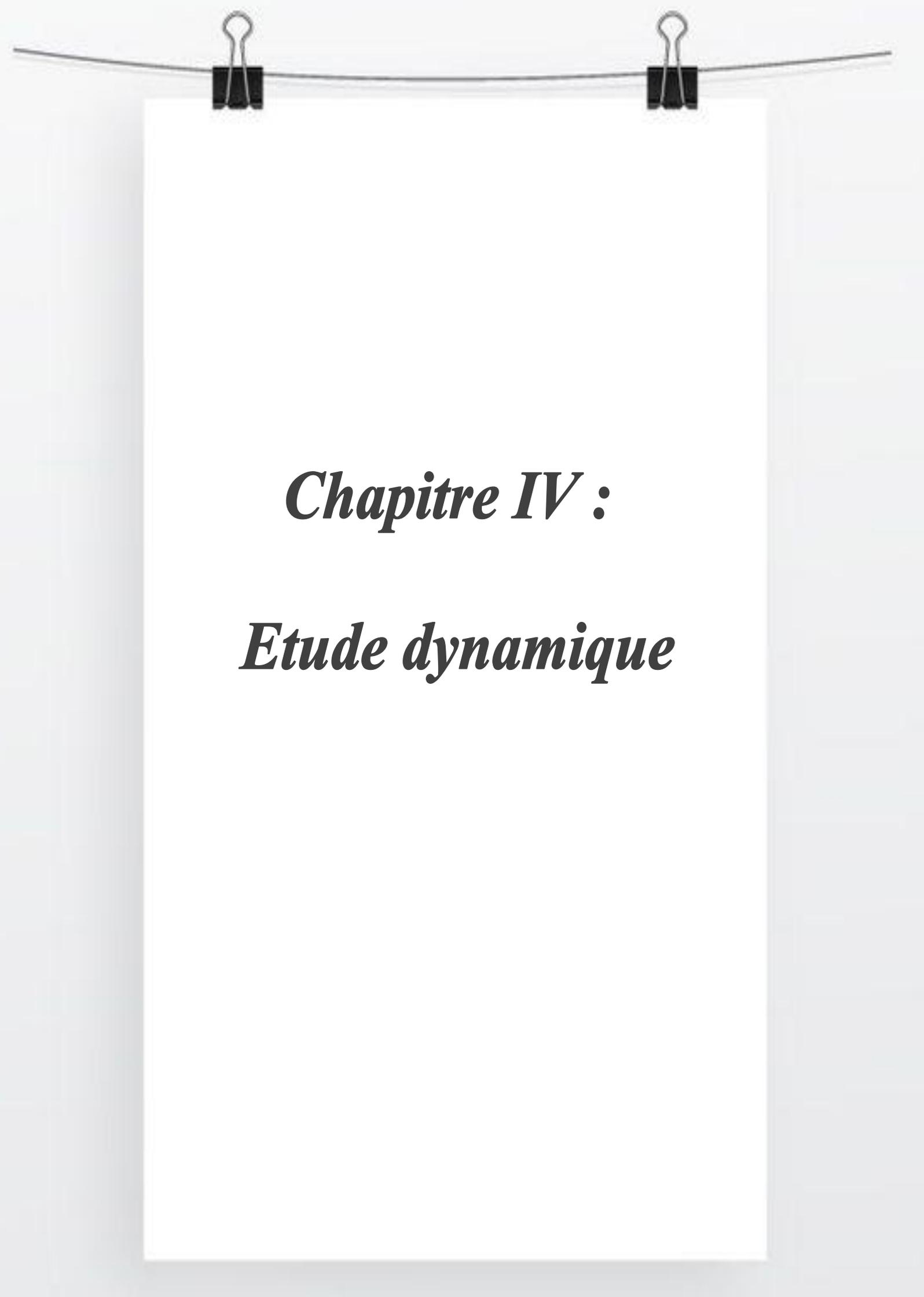


Figure 67: Ferrailage du voile d'escalier



***Chapitre IV :***

***Etude dynamique***

## **IV.1. Introduction :**

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle, accumulée dans les roches, par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques, qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol, ces mouvements du sol affectant les ouvrages par déplacement de leurs appuis ont des effets plus ou moins amplifiés dans la structure, Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol, ceci nécessite de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## **IV.2. L'objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres qui nous permettent de connaître son comportement vis-à-vis de l'excitation sismique pour calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## **IV.3. Présentation de différentes méthodes de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes qui cités dans **RPA99/Version 2003** :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **IV.3.1. La méthode statique équivalente :**

#### **IV.3.1.1. Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant

deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### IV.3.1.2. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés :

- 1) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- 2) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### IV.3.1.3. Domaine d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
  - 1) **Zone I** : tous groupes
  - 2) **Zone II** : groupe d'usage 3  
groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.  
groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.  
groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
  - 3) **Zone III** : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.  
groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.  
groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

## IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

### IV.3.2.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3.2.2. Modélisation :

- a. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

### IV.3.2.3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

### IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### IV.4. Choix de la méthode de calcul :

D'après le **RPA99/Version 2003 [Art 4.1.3]**, « 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 ».

Pour notre structure, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale car elle tient en considération l'effet des modes supérieurs outre le mode fondamental.

### IV.5. Classification de l'ouvrage selon RPA99/Version 2003 :

#### IV.5.1. La classification des zones sismiques :

Selon **L'Article 3.1** : Le territoire national est divisé en cinq (**05**) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- × **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- × **ZONE I** : sismicité faible.
- × **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- × **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, **Mila** se situe dans une zone de sismicité moyenne « **ZONE IIa** ».

#### IV.5.2. La classification des ouvrages selon leur importance :

Selon **L'Article 3.2** : Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des quatre (**04**) groupes suivant :

- × **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- × **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.

- ✗ **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- ✗ **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de grande importance, c'est un bâtiment à usage Commercial et habitation (groupe d'usage **1B**).

Le tableau suivant représente le coefficient d'accélération de zone qui donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage :

Groupe	Zone			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
<b>1A</b>	0.15	0.25	0.30	0.40
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.1	0.15	0.20	0.25
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau 1 : Coefficient d'accélération de zone A**

#### IV.5.3. La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✗ **Catégorie S1** : site rocheux
- ✗ **Catégorie S2** : site ferme
- ✗ **Catégorie S3** : site meuble
- ✗ **Catégorie S4** : site très meuble

#### IV.5.4. La classification des systèmes de contreventement :

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A</b>	<u>Béton armé</u> :	
<b>1a</b>	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
<b>1b</b>	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
<b>2</b>	Voiles porteurs	3.5
<b>3</b>	Noyau	3.5
<b>4a</b>	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	4
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	2
<b>6</b>	Pendule inverse	2

**Tableau 2 : Classification de la structure selon le système de contreventement**

## IV.5.5. Classification de l'ouvrage selon leur configuration :

### IV.5.5.1. Régularité en plan :

- a. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- b. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- c. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- d. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure a 15% de celle de ce dernier.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{2.9 + 2.9}{36.2} = \mathbf{0.16} \leq 0.25 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{1.5 + 1.5}{23.6} = \mathbf{0.12} \leq 0.25 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

### IV.5.5.2. Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{30.4}{41} = \mathbf{0.74} \geq 0.67 \quad \dots\dots\dots (CV)$$

⇒ Donc notre structure est classée comme une structure régulière.

Classification de l'ouvrage		
1) Selon les zones sismiques	Bâtiment implanté en zone <b>IIa</b>	<b>A=0,2</b>
2) Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe <b>1B</b>	
3) Classification des sites	Site meuble <b>S3</b>	<b>T<sub>1</sub> = 0,15 s</b> <b>T<sub>2</sub> = 0,50 s</b>
4) Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	<b>R = 5</b> <b>C<sub>T</sub> = 0,05</b>
5) Classification de l'ouvrage selon sa configuration	régulier en plan régulier en élévation	<b>Bâtiment régulier</b>

**Tableau 3 : Classification de l'ouvrage selon RPA99/ Version 2003**

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre de **RPA99/Version 2003**, qui dépend des coefficients suivants :

#### IV.5.6. Facteur de Qualité :

D'après l'Article 4.2.3 : 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 :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Avec : **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau suivant :

Critère q	P <sub>q</sub>	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	N.O
Redondance en plan	0	O
Régularité en plan	0	O
Régularité en élévation	0	O
Contrôle de qualité des matériaux	0	O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
<b>Σ q</b>	<b>0,15</b>	

**Tableau 4 : Pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités**

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

#### IV.5.7. Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :

D'après le tableau 4.7 de **RPA99/Version 2003** :

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1 (sec)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2 (sec)</b>	0.30	0.40	0.50	0.70

**Tableau 5: Valeurs de T1 et T2**

Pour notre cas : Site : S3 (Site meuble)  $\Rightarrow \begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.50 \end{cases}$

#### IV.5.8. Facteur de correction d'amortissement $\eta$ :

Donnée par **RPA99/Version 2003** par la formule suivant :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique donnée dans le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau 6: Valeurs de  $\xi$  (%)**

$\xi = 7\%$  : pour portique en béton armé avec un remplissage dense.

#### IV.6. La modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, l'utilisation de l'outil informatique est indispensable.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul et qui s'agit de l'**ETABS (Version 9.7.0)**.

##### IV.6.1. Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :

Nom du logiciel: **Extended 3D Analyses of Building Systems**

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

##### IV.6.2. Pourquoi l'ETABS :

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- ✗ Les périodes propres.
- ✗ Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- ✗ Les déplacements des planchers.
- ✗ Les forces sismiques.

### IV.6.3. Démarches de modélisation de notre structure :

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

- Définition de la géométrie de la structure.
- Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
- Détermination des conditions aux appuis.
- Détermination des chargements de la structure.
- Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
- Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

#### IV.6.3.1. Etapes de modélisation :

- a. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame ».
- b. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
- c. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
- d. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- e. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
- f. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

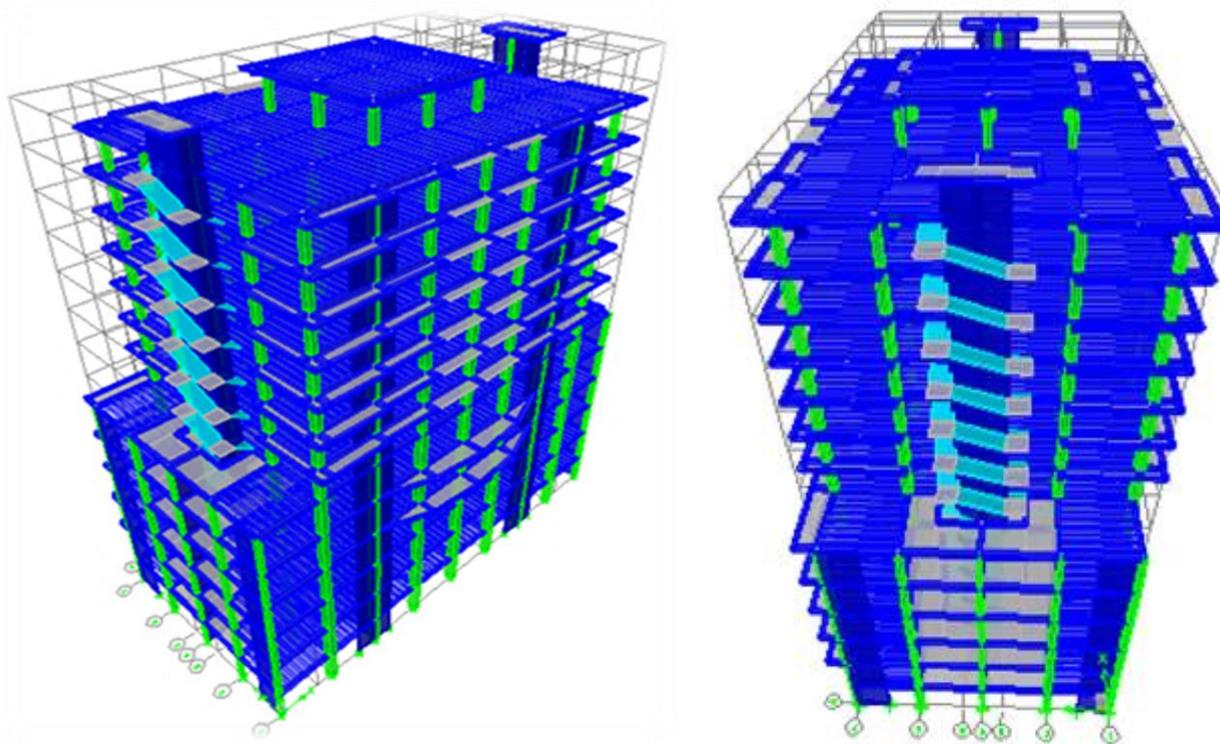
#### IV.6.3.2. Définition de la masse sismique :

Selon le **RPA99/Version 2003**, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité  $\beta Q$  correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### IV.6.3.3. Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous a donné la vue en **3D** suivante :



**Figure 1 : Modalisation de la structure en 3D**

### IV.7. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse. L'**ETABS** offre les possibilités d'analyses suivantes :

- ✗ Analyse statique linéaire.
- ✗ Analyse P-Delta.
- ✗ Analyse statique non linéaire.
- ✗ Analyse dynamique.

#### IV.7.1. Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

## IV.7.2. Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices **[K]** et **[M]** de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

### IV.7.2.1. Spectre de réponse de calcul :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 4.3.3]** l'action sismique est représentée par **le spectre de calcul** suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & ; \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & ; \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & ; \quad T > 3s \end{array} \right.$$

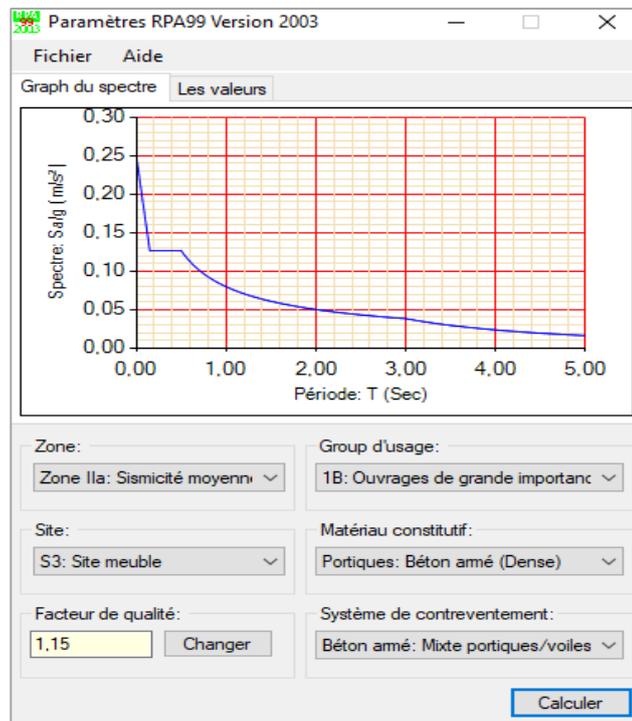


Figure 2: Spectre de réponse

**IV.7.2.2. Les combinaisons d'actions :****a. Selon CBA93 [Art A.3.3.2] :**

$$\text{ELU} : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

**b. Selon RPA99/Version 2003 [Art 5.2] :**

$$G + Q \pm E_x \quad ; \quad G + Q \pm E_y$$

$$0.8 G \pm E_x \quad ; \quad 0.8 G \pm E_y$$

**IV.7.2.3. Nombre de modes à considérer :**

Selon RPA99/Version 2003 [Art 4.3.4] :

**a.** pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- 1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- 2) Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**b.** Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} : \quad T_k \leq 0.2 \text{ (s)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**IV.7.2.4. Période fondamentale théorique :**

Selon RPA99/Version 2003 [Art 4.2.4] :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Où :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 de RPA99/Version 2003**.

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0.075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0.085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	<b>0.050</b>

**Tableau 7: Valeurs du coefficient  $C_T$**

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens	$C_T$	$h_N$ (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$	T (s)
X-X	0.05	48.79	41	0.92	0.68	<b>0.68</b>
Y-Y	0.05	48.79	20.6	0.92	0.96	<b>0.92</b>

**Tableau 8: Période fondamentale de la structure**

D'après **RPA99/Version 2003 [Art 4.2.4.4]**, il faut que la valeur de  $T_{dyn}$  calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques  $T_{emp}$  appropriées de plus de **30 %**.

Nous avons :  **$1.3 T_{emp} = 1.19 \text{ sec}$**

#### IV.7.2.5. Disposition des voiles :

##### a. Cas 1 : Modèle initiale (sans voile) :

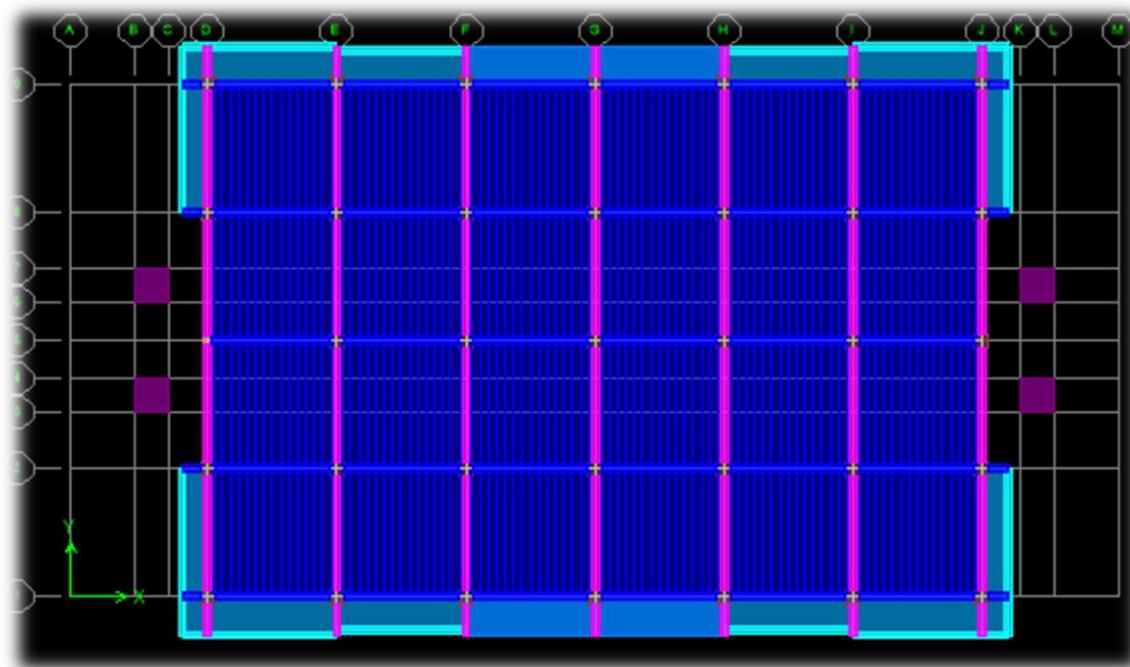


Figure 3: Modèle initiale

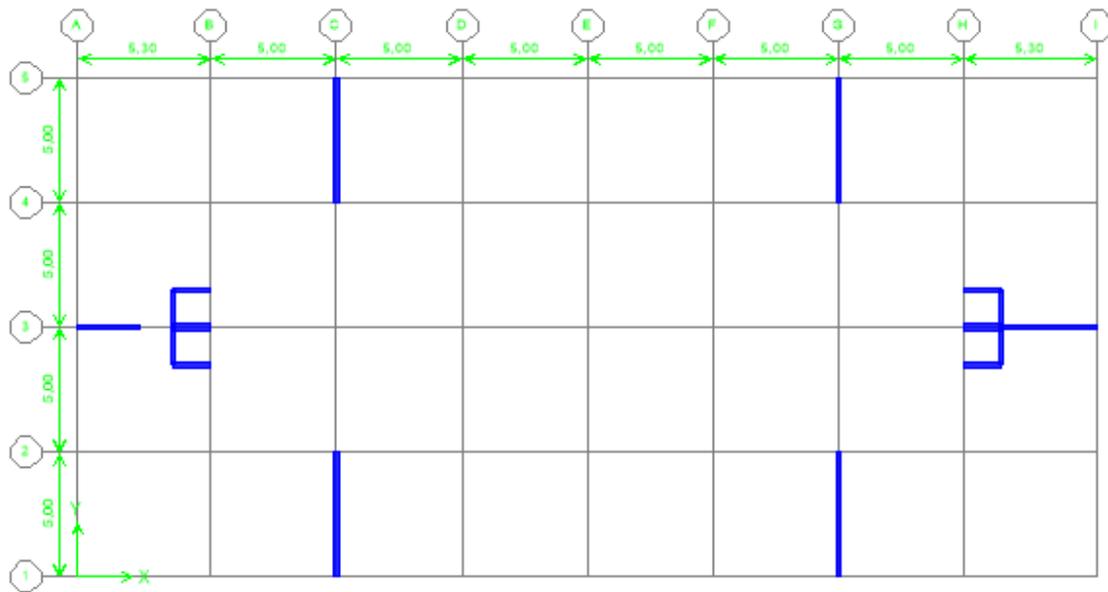
## 1) Résultats d'analyse :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,890556	0,0004	75,9145	0,0004	75,9145	1,5911	1,5911
2	1,851109	76,2369	0,0005	76,2372	75,915	0,0001	1,5912
3	1,604863	0,0001	1,5797	76,2373	77,4947	75,1414	76,7326
4	0,668263	11,1612	0,0003	87,3985	77,495	0,1217	76,8543
5	0,651245	0,0001	10,5916	87,3986	88,0866	0,0006	76,8549
6	0,613235	0,0955	0,0297	87,494	88,1164	11,1506	88,0055
7	0,379223	3,8301	0,0043	91,3241	88,1206	0,0088	88,0144
8	0,371492	0,0037	3,65	91,3278	91,7707	0,0439	88,0582
9	0,345486	0,0027	0,0081	91,3305	91,7788	3,4287	91,4869
10	0,272299	0,1435	0,0015	91,4741	91,7803	1,1683	92,6552
11	0,263628	1,987	0,000	93,4611	91,7804	0,1007	92,7559
12	0,258577	0,0001	1,8942	93,4611	93,6746	0,0037	92,7596

Tableau 9: périodes et facteurs de participation massique du modèle initiale

**b. Cas 2 : la proposition du voile : (variant 1)**



**Figure 4: La disposition du voile proposée (var1)**

**1) Résultats d'analyse :**

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	<b>1,457758</b>	<b>65,6077</b>	0,0001	65,6077	0,0001	0,0032	0,0032
2	1,089691	0.0000	<b>63,1872</b>	65,6077	63,1873	1,6333	1,6365
3	1,020055	0,0018	1,5826	65,6095	64,7699	<b>62,4617</b>	64,0982
4	0,507585	13,7143	0.0000	79,3238	64,7699	0,0002	64,0984
5	0,305253	0,0229	0,2182	79,3467	64,9881	19,4159	83,5143
6	0,283658	0,0012	18,6905	79,3479	83,6787	0,2646	83,7789
7	0,255952	6,0467	0,0008	85,3946	83,6795	0,0547	83,8335
8	0,160268	5,4364	0,0002	<b>90,831</b>	83,6797	0,0332	83,8667
9	0,138009	0,0092	0,1845	90,8402	83,8642	6,8052	90,672
10	0,131753	0.0000	5,7477	90,8402	89,6119	0,1873	90,8592
11	0,111424	2,6425	0,0002	93,4828	89,6122	0,0005	90,8597
12	0,096731	0.0000	2,4752	93,4828	<b>92,0874</b>	0.0000	90,8597

**Tableau 10: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1**

2) Les modes propres :

☒ 1<sup>ère</sup> mode : translation selon (X-X) :

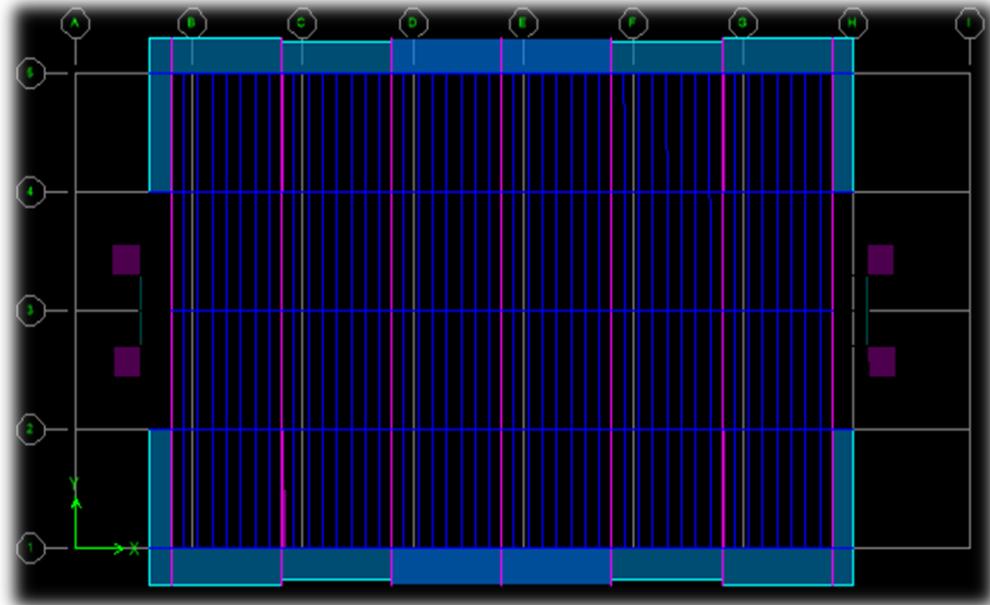


Figure 5: Mode 1, T = 1.457758 sec

☒ 2<sup>ème</sup> mode : translation selon (Y-Y) :

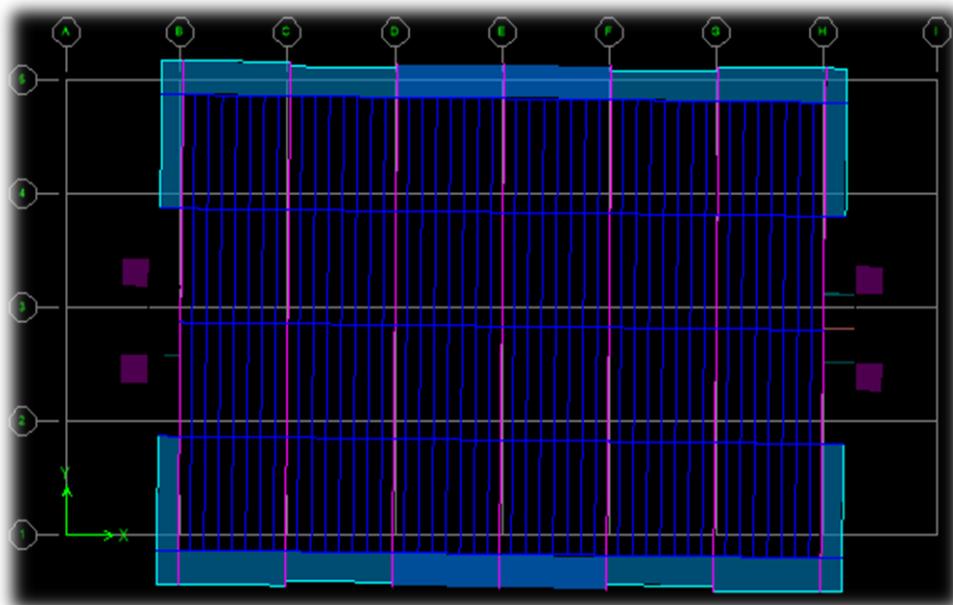


Figure 6: Mode 2, T = 1,089691 sec

☒ 3<sup>ème</sup> mode : torsion :

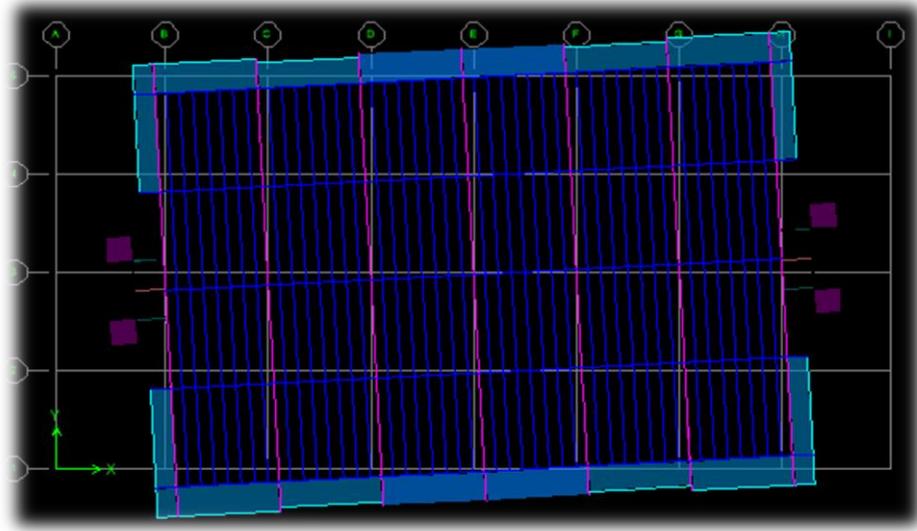


Figure 7: Mode 3, T = 1,020055 sec

### 3) Vérification de régularité :

☒ il faut vérifier que :  $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$

D'après les résultats obtenus on a:  $T_{dyn} = 1.45 \text{ sec} > 1.3 T_{emp} = 1.19 \text{ sec}$  ..... (CNV)

☒ La somme modale effective supérieur 90% au 8<sup>ème</sup> mode selon le plan (X-X) et 12<sup>ème</sup> mode selon le plan (Y-Y) de la masse totale de la structure.

☒ Pour :  $K \geq 3 \sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0.2 \text{ sec}$

$K \geq 11 \Rightarrow T_k = 0.11 < 0.2 \text{ sec}$  ..... (CV)

### c. Cas 3 : la proposition du voile : (variant 2)

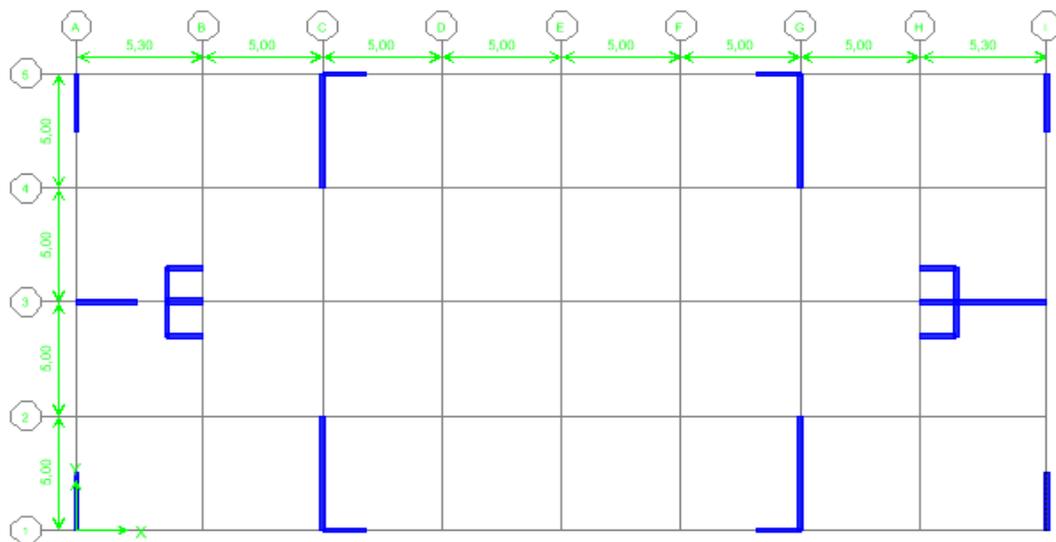


Figure 8: La disposition du voile proposée (var2)

1) Résultats d'analyse :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,319371	66,5625	0.0000	66,5625	0.0000	0,0091	0,0091
2	1,010856	0.0000	64,0471	66,5625	64,0471	0,0369	0,046
3	0,874415	0,0055	0,0339	66,568	64,0809	62,5441	62,5901
4	0,441967	13,9985	0.0000	80,5665	64,0809	0,0013	62,5914
5	0,264034	0,0033	13,8718	80,5698	77,9528	5,6141	68,2055
6	0,261184	0,0114	5,5164	80,5812	83,4692	14,5696	82,775
7	0,219266	6,2341	0,0002	86,8153	83,4694	0,0313	82,8064
8	0,139012	4,7252	0,0004	91,5405	83,4698	0,0191	82,8255
9	0,132384	0,0019	3,666	91,5424	87,1358	0,2012	83,0268
10	0,117886	0,0024	0,29	91,5448	87,4259	6,5491	89,5759
11	0,101579	0,0026	4,143	91,5473	91,5689	0,2023	89,7782
12	0,097365	2,199	0,0059	93,7463	91,5748	0.0000	89,7782

Tableau 11: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2

2) Les modes propres :

☒ 1<sup>ère</sup> mode : translation selon (X-X) :

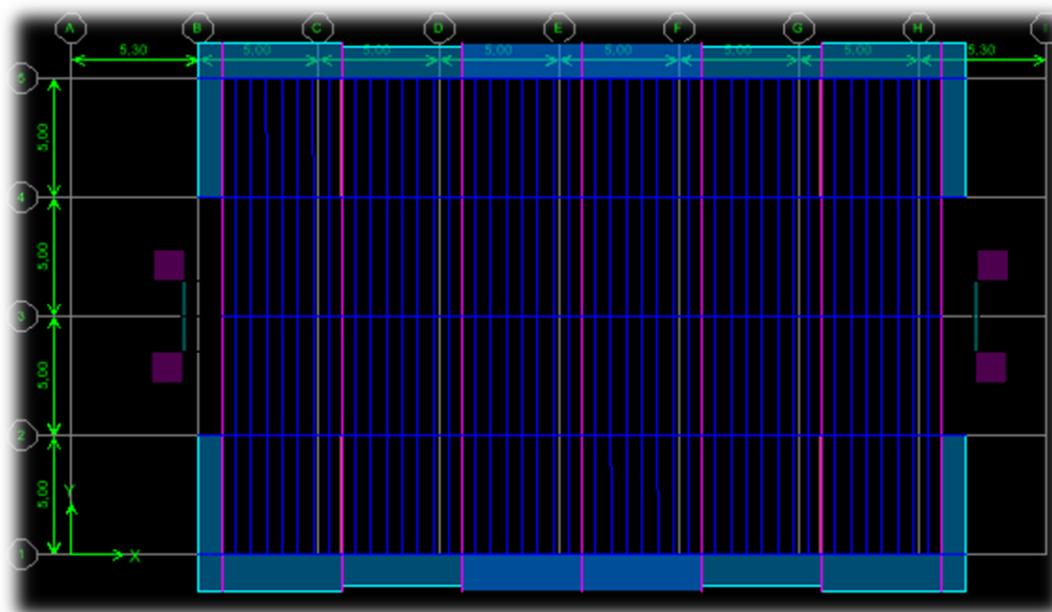


Figure 9: Mode 1, T = 1,319371 sec

☒ 2<sup>ème</sup> mode : translation selon (Y-Y) :

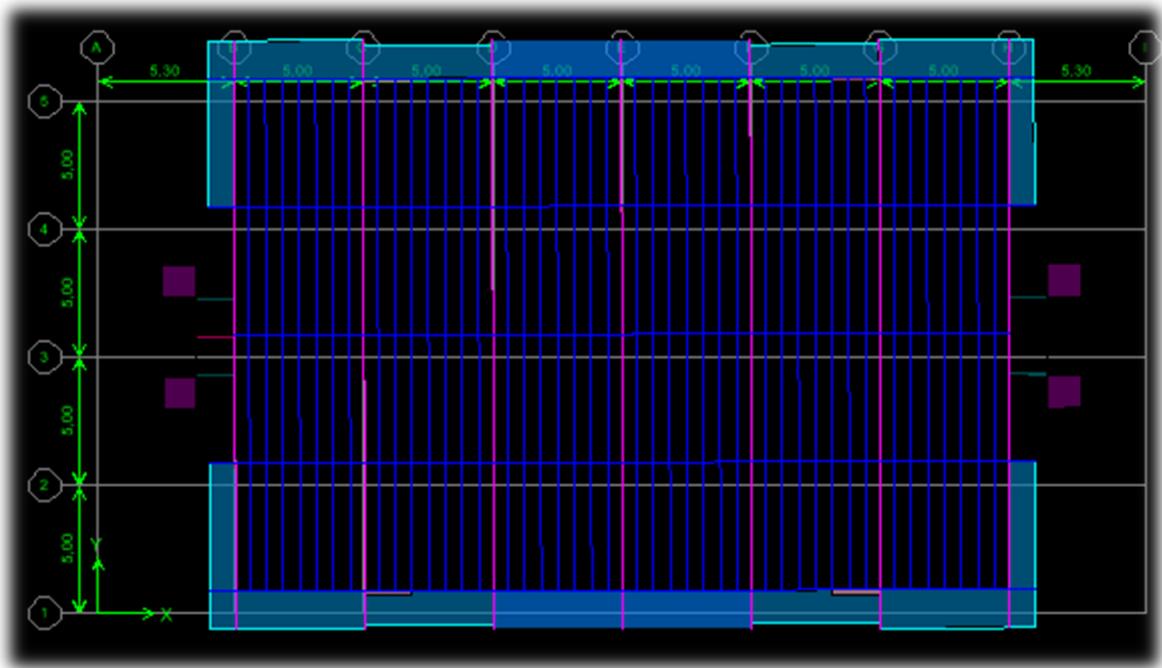


Figure 10: Mode 2, T = 1,010856 sec

☒ 3<sup>ème</sup> mode : torsion :

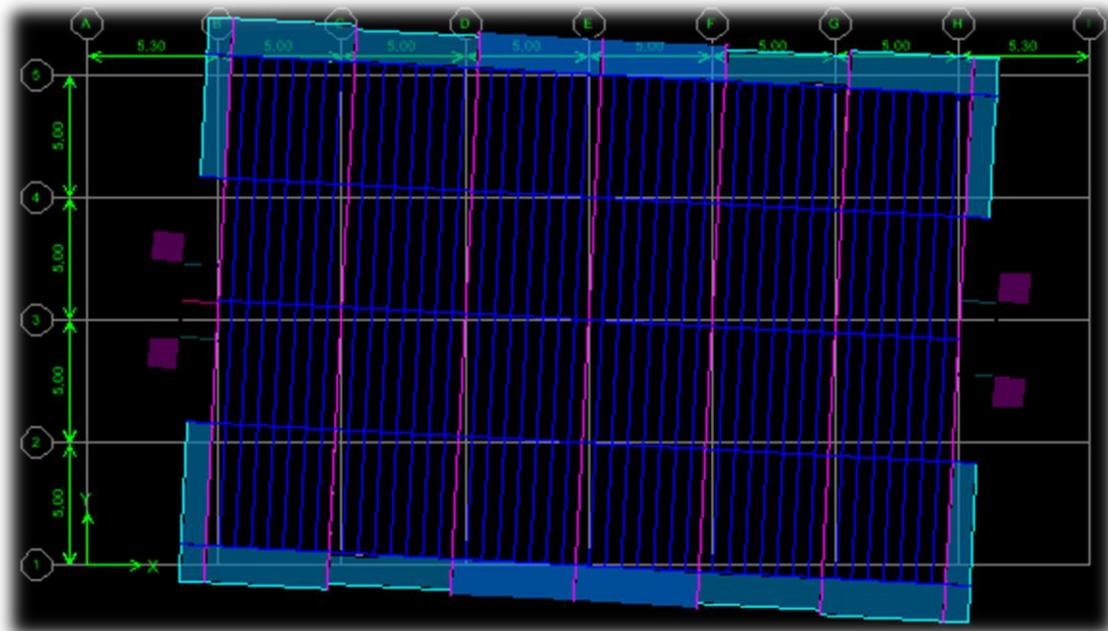


Figure 11: Mode 3, T = 0,874415 sec

3) Vérification de régularité :

☒ il faut vérifier que :  $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$

D'après les résultats obtenus on a:  $T_{dyn} = 1,319371 \text{ sec} > 1.3 T_{emp} = 1.19 \text{ sec}$  ..... (CNV)

☒ La somme modale effective supérieur **90%** au **8<sup>ème</sup> mode** selon le plan (X-X) et **11<sup>ème</sup> mode** selon le plan (Y-Y) de la masse totale de la structure.

☒ Pour :  $K \geq 3 \sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0.2 \text{ sec}$

$K \geq 11 \Rightarrow T_k = 0.10 < 0.2 \text{ sec}$  ..... (CV)

d. Cas 4 : la proposition du voile : (variant 3)

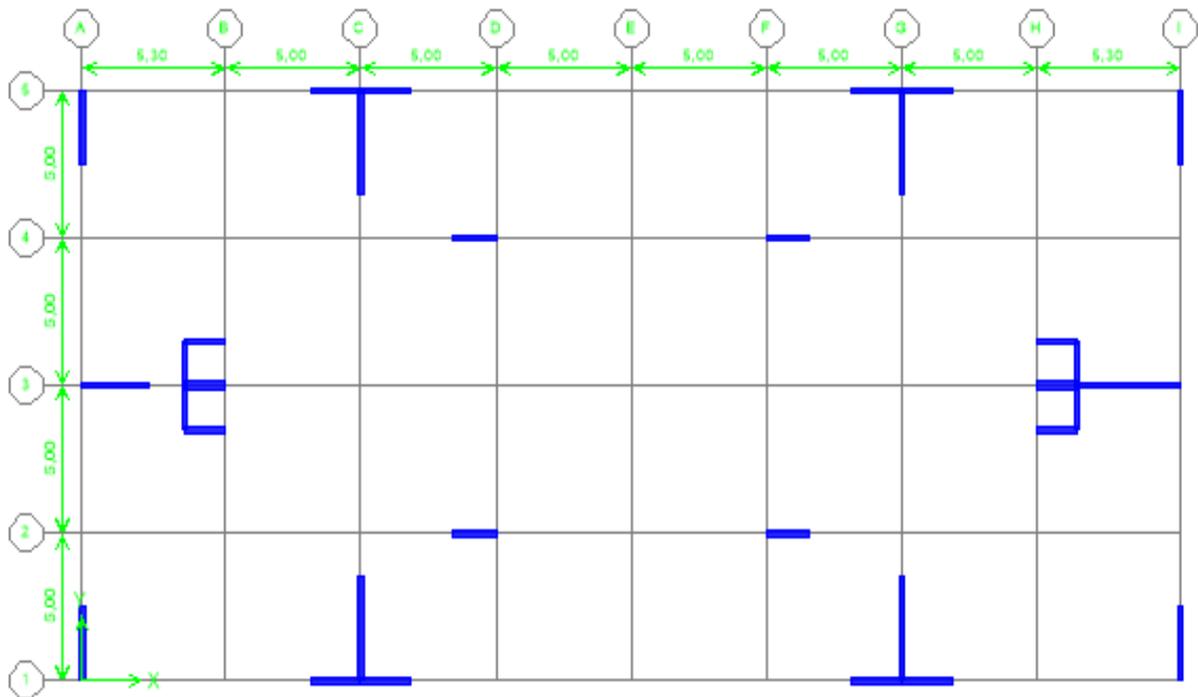


Figure 12: La disposition du voile proposée (var3)

1) résultats d'analyse :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,143821	66,5987	0,0017	66,5987	0,0017	0,0273	0,0273
2	1,134290	0,0013	66,632	66,6	66,6338	0,1495	0,1769
3	0,939916	0,0212	0,1283	66,6211	66,7621	63,6771	63,854
4	0,370711	14,9361	0,0000	81,5573	66,7621	0,0163	63,8703
5	0,335987	0,0001	16,8312	81,5573	83,5933	0,088	63,9583
6	0,308227	0,0012	0,1138	81,5586	83,7072	18,2907	82,249
7	0,180316	6,4352	0,0002	87,9938	83,7073	0,0000	82,2491
8	0,160115	0,0001	5,8582	87,9939	89,5656	0,0283	82,2773
9	0,141905	0,0017	0,017	87,9956	89,5826	6,613	88,8903
10	0,1116	3,9537	0,0004	91,9493	89,583	0,0000	88,8903
11	0,108868	0,0008	2,202	91,95	91,785	0,0000	88,8904
12	0,08965	0,0006	0,0155	91,9506	91,8005	3,3319	92,2222

Tableau 12: Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante3

2) Les modes propres :

☒ 1<sup>ère</sup> mode : translation selon (X-X) :

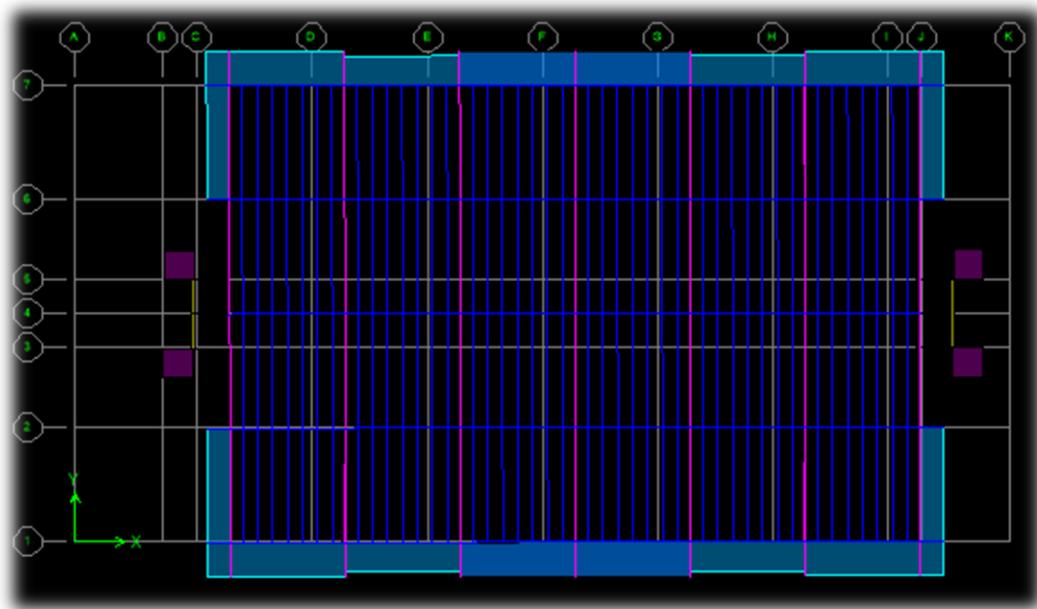


Figure 13: Mode 1, T = 1.143821 sec

☒ 2<sup>ème</sup> mode : translation selon (Y-Y) :

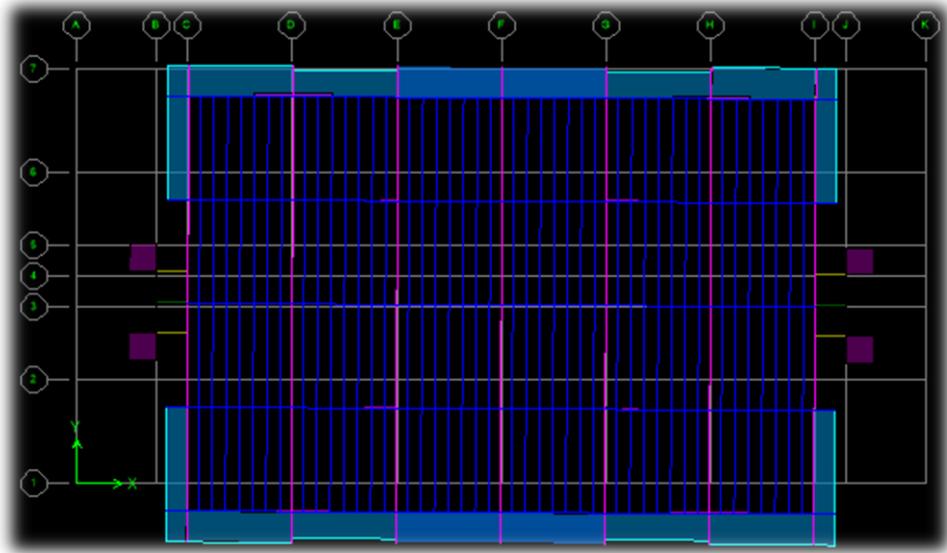


Figure 14: Mode 2, T = 1.134290 sec

☒ 3<sup>ème</sup> mode : torsion :

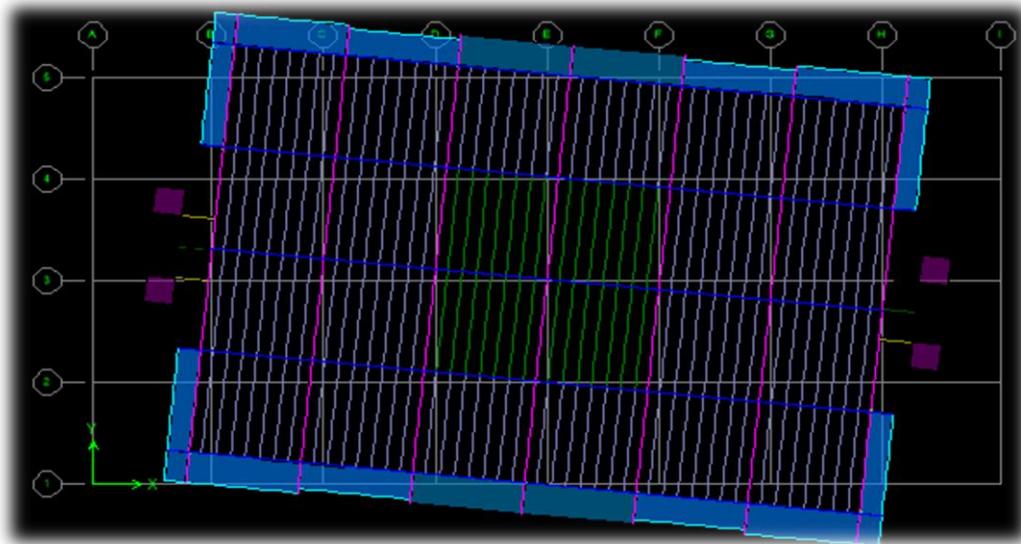


Figure 15: Mode 3, T = 0,939916 sec

### 3) Vérification de régularité :

☒ il faut vérifier que :  $1.3 T_{emp} > T_{dyn}$

D'après les résultats obtenus on a:  $T_{dyn} = 1.14 \text{ sec} > 1.3 T_{emp} = 1.19 \text{ sec}$  ..... (CV)

☒ La somme modale effective supérieur **90%** au **10<sup>ème</sup> mode** selon le plan (X-X) et **11<sup>ème</sup> mode** selon le plan (Y-Y) de la masse totale de la structure.

- ☒ Le premier mode et le deuxième sont des translations selon (X-X) et (Y-Y) ... (CV)
- ☒ Le troisième mode est une rotation selon (Z-Z) ..... (CV)
- ☒ Pour :  $K \geq 3 \sqrt{N} \Rightarrow T_k \leq 0.2 \text{ sec}$

$$K \geq 11 \Rightarrow T_k = 0.10 < 0.2 \text{ sec} \dots\dots\dots (CV)$$

**IV.8. Poids totale de la structure :**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad , \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d’exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation est donnée par le **tableau [4.5]** de **RPA99/Version 2003**.

Pour Un centre multifonctionnel d’usage d’habitation et commerciale :  $\beta = 0.30$

Story	$W_i$ (KN)
Buanderie	2103,91
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05
RDC	9897,01
entre sol	9937,57
sous-sol	8771,18
<b>Totale</b>	<b>101536,75</b>

**Tableau 13: poids de chaque étage**

**IV.9. Vérification réglementaire :****IV.9.1. Caractéristique géométrique et massique de la section :****IV.9.1.1. Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc).

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

**IV.9.1.2. Centre de rigidité (de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$\mathbf{X}_{cr} = \frac{\sum R_{yi} \times X_i}{\sum R_{yi}} \quad ; \quad \mathbf{Y}_{cr} = \frac{\sum R_{xi} \times Y_i}{\sum R_{xi}}$$

**IV.9.2. Calcul de l'excentricité :****IV.9.2.1. L'excentricité théorique :**

Qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = |X_{cr} - X_G| \quad ; \quad e_y^{the} = |Y_{cr} - Y_G|$$

**IV.9.2.2. L'excentricité accidentelle :**

Selon **RPA99/Version 2003**, pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% De la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultant des plans.

**a. Story 1 jusqu'à story 5 :**

$$L_x = 41 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 0.05 \times 41 = \mathbf{2.05 \text{ m}}$$

$$L_y = 20.6 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.05 \times 20.6 = \mathbf{1.03 \text{ m}}$$

**b. Story 6 jusqu'à story 13 :**

$$L_x = 30.4 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 0.05 \times 30.4 = \mathbf{1.52 \text{ m}}$$

$$L_y = 20.6 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.05 \times 20.6 = \mathbf{1.03 \text{ m}}$$

**c. Story 14 :**

$$L_x = 10.4 \text{ m} \Rightarrow e_x^{acc} = 0.05 \times 10.4 = \mathbf{0.52 \text{ m}}$$

$$L_y = 10.6 \text{ m} \Rightarrow e_y^{acc} = 0.05 \times 10.6 = \mathbf{0.53 \text{ m}}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Centres des Masses (Selon ETABS)		Centre de rigidité (Selon ETABS)		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	$e_x^{thé}$	$e_y^{thé}$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$
Sous-sol	20,138	10	19,726	9,984	0,412	0,016	2,05	1,03
Entre sol	20,10	10,646	19,877	10,031	0,223	0,615	2,05	1,03
RDC	19,903	10,667	19,909	10,113	0,006	0,554	2,05	1,03
1 <sup>ère</sup> étage	19,917	10,357	19,895	10,149	0,022	0,208	2,05	1,03
2 <sup>ème</sup> étage	19,917	10,357	19,893	10,169	0,024	0,188	2,05	1,03
3 <sup>ème</sup> étage	19,965	10,701	19,908	10,183	0,057	0,518	1,52	1,03
4 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	19,953	10,182	0,347	0,182	1,52	1,03
5 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	19,997	10,163	0,303	0,163	1,52	1,03
6 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	20,037	10,143	0,263	0,143	1,52	1,03
7 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	20,072	10,125	0,228	0,125	1,52	1,03
8 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	20,103	10,11	0,197	0,11	1,52	1,03
9 <sup>ème</sup> étage	20,30	10	20,131	10,099	0,169	0,099	1,52	1,03
10 <sup>ème</sup> étage	20,30	10,013	20,156	10,092	0,144	0,079	1,52	1,03
Buanderie	20,216	10	20,197	10,057	0,019	0,057	0,52	0,53

**Tableau 14: Centre de masse et de torsion de chaque étage**

D'après les résultats des excentricités théoriques et accidentelles dans chaque étage représenté dans le tableau précédent :

$$e_x^{the} = 0.412 \text{ m} < e_x^{acc} = 2.05 \text{ m} \dots\dots\dots (CV)$$

$$e_y^{the} = 0.615 \text{ m} < e_y^{acc} = 1.03 \text{ m} \dots\dots\dots (CV)$$

**IV.10. Justification de l'intersection " portique-voile" :**

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

$N_u \text{ tot (KN)}$	$N_{\text{voile (KN)}}$	$N_{\text{voile (\%)}}$
167831.07	62413.45	37.18

**Tableau 15: Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles**

☒ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25%** de l'effort tranchant de l'étage.

✓ **Sens longitudinal (X-X) :**

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

L'effort tranchant total à la base :  $V_{\text{total}} = 5245.63 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{\text{portique}} = 696.08 \text{ KN}$

$$V_{\text{portique \%}} = \frac{696.08}{5245.63} \times 100 = 13.26 \%$$

✓ **Sens transversal (Y-Y) :**

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

L'effort tranchant total à la base :  $V_{\text{total}} = 5294.44 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base repris par les portiques :  $V_{\text{portique}} = 758.88 \text{ KN}$

$$V_{\text{portique \%}} = \frac{758.88}{5294.44} \times 100 = 14.33 \%$$

⇒ Au début de calcul, on a pris  $R=5$  mais les conditions d'un contreventement mixtes n'étant pas satisfaites, alors on rend le coefficient de comportement  $R = 3.5$ , car les voiles reprennent plus que **20%** des charges verticales.

#### IV.11. Vérification de l'effort sismique :

Selon RPA99/Version 2003, Il faut vérifier que :  $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

Load	$\sum F_x \text{ (KN)}$	$\sum F_y \text{ (KN)}$
$E_x$	9868.89	371.77
$E_y$	4417.51	6681.29

**Tableau 16 : Valeur de  $F_x$  et  $F_y$**

$$V_{x \text{ dyn}} = \sqrt{(9868.89)^2 + (371.77)^2} = \mathbf{9875.889 \text{ KN}}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = \sqrt{(4417.51)^2 + (6681.29)^2} = \mathbf{8009.621 \text{ KN}}$$

### IV.11.1. Calcul de la résultante des forces sismiques « Vs »:

#### IV.11.1.1. Calcul le coefficient dynamique :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \quad \dots \dots (1) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \quad \dots \dots (2) \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \quad \dots \dots (3) \end{cases}$$

D'après le **tableau (4.7)** de **RPA99/Version 2003** :

Site meuble (S3) : **T<sub>1</sub> = 0.15 sec**

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

Le facteur de correction d'amortissement : **η = 0.88**

**Pour : T<sub>x</sub> = 0.68 ⇒ T<sub>2</sub> ≤ T<sub>x</sub> ≤ 3 s ⇒ On choisit la 2<sup>ème</sup> formule donc : D<sub>x</sub> = 1.79**

**Pour : T<sub>y</sub> = 0.92 ⇒ T<sub>2</sub> ≤ T<sub>y</sub> ≤ 3 s ⇒ On choisit la 2<sup>ème</sup> formule donc : D<sub>y</sub> = 1.46**

La force sismique totale **V<sub>s</sub>** est donnée par la formule : **V<sub>s</sub> =  $\frac{A \times D \times Q}{R} \times W$**

**Selon X-X : V<sub>sx</sub> =  $\frac{0.2 \times 1.79 \times 1.15}{3.5} \times 101536,75 = \mathbf{11943.622 \text{ KN}}$**

**Selon Y-Y : V<sub>sy</sub> =  $\frac{0.2 \times 1.46 \times 1.15}{3.5} \times 101536,75 = \mathbf{9741.726 \text{ KN}}$**

Donc : **V<sub>dyn x</sub> = 9875.889 KN > 0.8 V<sub>sx</sub> = 9554.897 KN ..... (CV)**

**V<sub>dyn y</sub> = 8009.621 KN > 0.8 V<sub>sy</sub> = 7793.338 KN ..... (CV)**

### IV.12. Distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

D'après le **RPA99/Version 2003 [Art 4.2.5]**, La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

**V = F<sub>t</sub> + ∑ F<sub>i</sub>** , avec :

**F<sub>t</sub>** : Force concentré au sommet de la structure.

**F<sub>i</sub>** : Force horizontale au niveau i.

La partie restante (V- Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} ; \text{ avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

$h_i$  : niveau de plancher.

$F_t$  doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0.07 \times T \times V \Rightarrow$  Si :  $T > 0.7 \text{ sec}$

$$F_t = 0 \quad \Rightarrow \text{ Si : } T < 0.7 \text{ sec}$$

**Sens-X :**

$$T_x = 0.68 < 0.7 \quad \Rightarrow \quad F_{tx} = 0$$

$$\Rightarrow (V_x - F_{tx}) = 11943.622 \text{ KN}$$

**Sens-Y :**

$$T_y = 0.92 > 0.7 \quad \Rightarrow \quad F_{ty} = 0.07 \times 0.92 \times 9741.726 = 627.367 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow (V_y - F_{ty}) = 9114.359 \text{ KN}$$

**a. Sens X :**

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	$F_{xi}$ (KN)
Buanderie	2103,91	48,79	102649,769	2365409,02	11943,622	518,307839
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	45,56	249715,727	2365409,02	11943,622	1260,88563
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	42,33	258219,773	2365409,02	11943,622	1303,82498
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	39,1	238516,256	2365409,02	11943,622	1204,33632
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	35,87	218813,098	2365409,02	11943,622	1104,84948
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32,64	203675,558	2365409,02	11943,622	1028,41574
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	29,41	183520,165	2365409,02	11943,622	926,645437
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	26,18	163364,771	2365409,02	11943,622	824,875129
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	22,95	193635,806	2365409,02	11943,622	977,722181
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	19,04	189334,522	2365409,02	11943,622	956,003777
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	15,13	150453,477	2365409,02	11943,622	759,682337
RDC	9897,01	11,22	111044,452	2365409,02	11943,622	560,694979
entre sol	9937,57	7,31	72643,6367	2365409,02	11943,622	366,798355
sous-sol	8771,18	3,4	29822,012	2365409,02	11943,622	150,579809

**Tableau 17 : Distribution des forces suivant X**

## b. Sens Y :

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$h_i \times W_i$ (KN.m)	$\sum h_i \times W_i$ (KN.m)	$V_y - F_{ty}$	$F_{yi}$ (KN)
Buanderie	2103,91	48,79	102649,769	2365409,02	9114,359	395,528569
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	45,56	249715,727	2365409,02	9114,359	962,200939
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	42,33	258219,773	2365409,02	9114,359	994,968604
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	39,1	238516,256	2365409,02	9114,359	919,047305
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	35,87	218813,098	2365409,02	9114,359	843,127388
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32,64	203675,558	2365409,02	9114,359	784,799645
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	29,41	183520,165	2365409,02	9114,359	707,13718
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	26,18	163364,771	2365409,02	9114,359	629,474715
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	22,95	193635,806	2365409,02	9114,359	746,114617
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	19,04	189334,522	2365409,02	9114,359	729,540974
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	15,13	150453,477	2365409,02	9114,359	579,725107
RDC	9897,01	11,22	111044,452	2365409,02	9114,359	427,874838
entre sol	9937,57	7,31	72643,6367	2365409,02	9114,359	279,909385
sous-sol	8771,18	3,4	29822,012	2365409,02	9114,359	114,909735

Tableau 18 : Distribution des forces suivant Y



Figure 16: Distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X et Y

## IV.13. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage **K** est donné par la formule :  $V_K = F_t + \sum F_i$

## a. Sens X :

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_{tx}$ (KN)	$F_{xi}$ (KN)	$V_{xi}$ (KN)
Buanderie	2103,91	48,79	0	518,307839	518,307839
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	45,56	0	1260,88563	1779,19347
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	42,33	0	1303,82498	3083,01845
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	39,1	0	1204,33632	4287,35477
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	35,87	0	1104,84948	5392,20425
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32,64	0	1028,41574	6420,62
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	29,41	0	926,645437	7347,26543
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	26,18	0	824,875129	8172,14056
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	22,95	0	977,722181	9149,86274
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	19,04	0	956,003777	10105,8665
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	15,13	0	759,682337	10865,5489
RDC	9897,01	11,22	0	560,694979	11426,2438
entre sol	9937,57	7,31	0	366,798355	11793,0422
sous-sol	8771,18	3,4	0	150,579809	11943,622

Tableau 19 : Distribution de l'effort tranchant suivant X

b. sens Y :

Story	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$F_{ty}$ (KN)	$F_{yi}$ (KN)	$V_{yi}$ (KN)
Buanderie	2103,91	48,79	627,367	395,528569	1022,89557
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	45,56	627,367	962,200939	1985,09651
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	42,33	627,367	994,968604	2980,06511
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	39,1	627,367	919,047305	3899,11242
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	35,87	627,367	843,127388	4742,2398
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32,64	627,367	784,799645	5527,03945
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	29,41	627,367	707,13718	6234,17663
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	26,18	627,367	629,474715	6863,65134
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	22,95	627,367	746,114617	7609,76596
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	19,04	627,367	729,540974	8339,30693
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	15,13	627,367	579,725107	8919,03204
RDC	9897,01	11,22	627,367	427,874838	9346,90688
entre sol	9937,57	7,31	627,367	279,909385	9626,81627
sous-sol	8771,18	3,4	627,367	114,909735	9741,726

Tableau 20 : Distribution de l'effort tranchant suivant Y

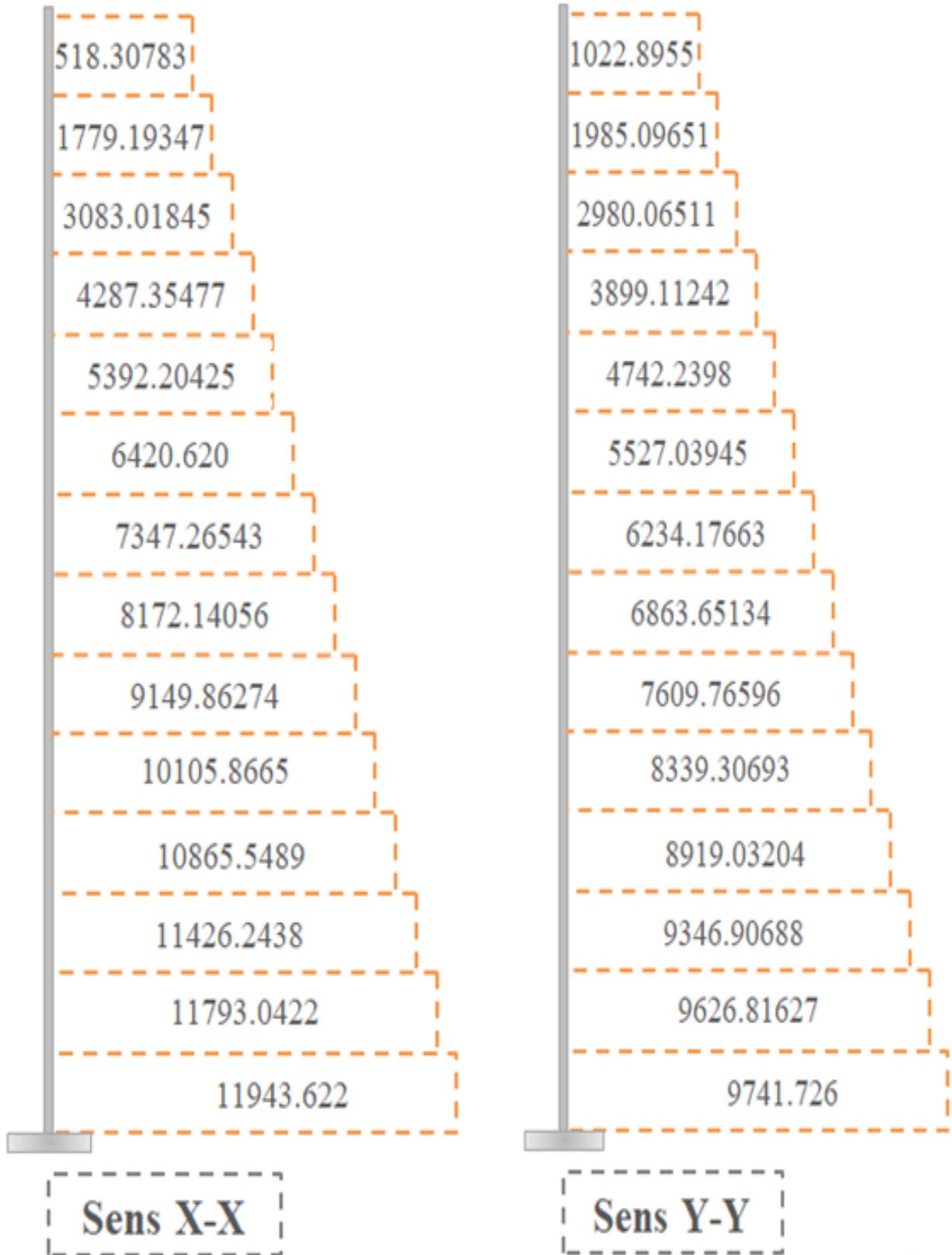


Figure 17: Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur suivant X et Y

**IV.14. Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

Selon **RPA99/Version 2003**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm} \quad ; \quad \Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

Avec :  $\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$  (le déplacement relatif admissible)

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage

D'après **RPA99/Version 2003 [Art 4.4.3]**, le déplacement horizontal à chaque niveau "**K**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad ; \quad \text{Avec :}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "**K**" par rapport au niveau "**K - 1**" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le logiciel de calcul des structures « **ETABS** » donne directement les valeurs de  $\delta_{eK}$ .

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :  $G+Q\pm E$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous :

Niveau	$\delta_{ex}$ (m)	$\delta_x$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\delta_{ey}$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	$\Delta_{x/y} < \Delta_{adm}$
Buanderie	0,0452	0,1582	<b>0,0091</b>	0,0458	0,1603	<b>0,0105</b>	0,0323	CV
10 <sup>ème</sup> étage	0,0426	0,1491	<b>0,00875</b>	0,0428	0,1498	<b>0,01015</b>	0,0323	CV
9 <sup>ème</sup> étage	0,0401	0,14035	<b>0,0098</b>	0,0399	0,13965	<b>0,0112</b>	0,0323	CV
8 <sup>ème</sup> étage	0,0373	0,13055	<b>0,01085</b>	0,0367	0,12845	<b>0,01155</b>	0,0323	CV
7 <sup>ème</sup> étage	0,0342	0,1197	<b>0,01155</b>	0,0334	0,1169	<b>0,0119</b>	0,0323	CV
6 <sup>ème</sup> étage	0,0309	0,10815	<b>0,01295</b>	0,03	0,105	<b>0,01225</b>	0,0323	CV
5 <sup>ème</sup> étage	0,0272	0,0952	<b>0,0133</b>	0,0265	0,09275	<b>0,01295</b>	0,0323	CV
4 <sup>ème</sup> étage	0,0234	0,0819	<b>0,01365</b>	0,0228	0,0798	<b>0,01295</b>	0,0323	CV
3 <sup>ème</sup> étage	0,0195	0,06825	<b>0,0161</b>	0,0191	0,06685	<b>0,01505</b>	0,0391	CV
2 <sup>ème</sup> étage	0,0149	0,05215	<b>0,0154</b>	0,0148	0,0518	<b>0,01505</b>	0,0391	CV
1 <sup>ère</sup> étage	0,0105	0,03675	<b>0,014</b>	0,0105	0,03675	<b>0,01365</b>	0,0391	CV
RDC	0,0065	0,02275	<b>0,0119</b>	0,0066	0,0231	<b>0,01155</b>	0,0391	CV
Entre sol	0,0031	0,01085	<b>0,00805</b>	0,0033	0,01155	<b>0,0084</b>	0,0391	CV
Sous-sol	0,0008	0,0028	<b>0,0028</b>	0,0009	0,00315	<b>0,00315</b>	0,034	CV

Tableau 21: Vérification des déplacements

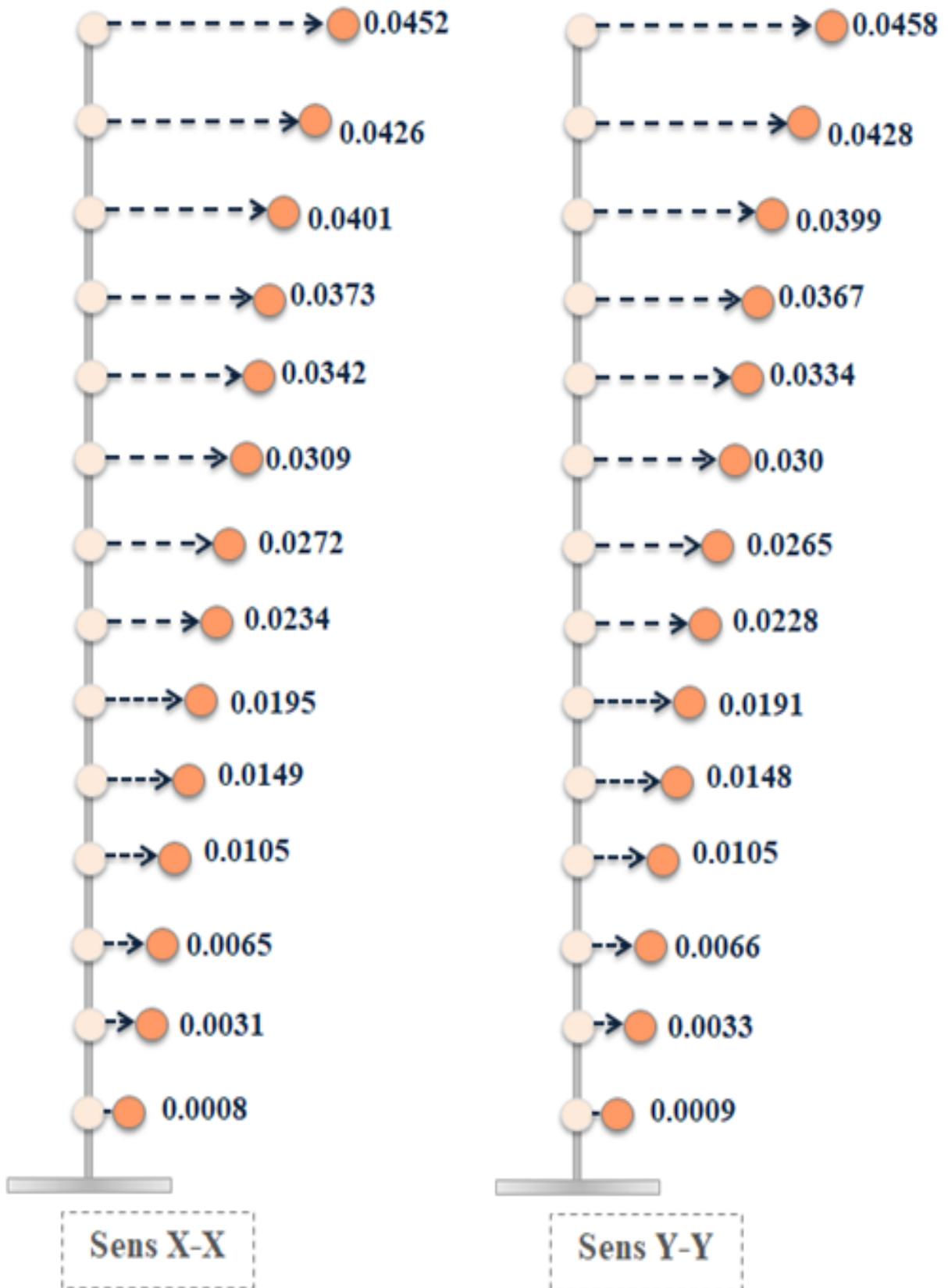


Figure 18: Déplacement horizontal dans les deux sens

### IV.15. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après RPA99/Version 2003 [Art 5.9], Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 ; \text{ Avec :}$$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  »,  $P_K = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

$$V_k = \sum F_i$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_k = \sum F_i$ .

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «  $k$  » par rapport au niveau «  $k - 1$  ».

$h_k$  : hauteur de l'étage «  $k$  ».

Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P – Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si :  $\theta_k > 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

#### a. Sens X:

Niveau	$W_i$ (KN)	$P_i$ (KN)	$\Delta_{xi}$ (m)	$V_{xi}$ (KN)	$h_i$ (m)	$\theta_x$
Buanderie	2103,91	2103,91	0,0091	518,307839	3,23	0,01143611
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	7584,94	0,00875	1779,19347	3,23	0,01154874
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	13685,1	0,0098	3083,01845	3,23	0,01346776
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	19785,26	0,01085	4287,35477	3,23	0,01550171
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	25885,43	0,01155	5392,20425	3,23	0,01716598
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32125,49	0,01295	6420,62	3,23	0,02006042
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	38365,55	0,0133	7347,26543	3,23	0,0215013
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	44605,61	0,01365	8172,14056	3,23	0,02306661
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	53042,9	0,0161	9149,86274	3,91	0,02387052
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	62986,94	0,0154	10105,8665	3,91	0,02454827
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	72930,99	0,014	10865,5489	3,91	0,02403321
RDC	9897,01	82828	0,0119	11426,2438	3,91	0,02206195
Entre sol	9937,57	92765,57	0,00805	11793,0422	3,91	0,01619497
Sous-sol	8771,18	101536,75	0,0028	11943,622	3,4	0,00700110

Tableau 22 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X

## b. Sens Y:

Niveau	W <sub>i</sub> (KN)	P <sub>i</sub> (KN)	Δ <sub>yi</sub> (m)	V <sub>yi</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	θ <sub>y</sub>
Buanderie	2103,91	2103,91	0,0105	1022,89557	3,23	0,00668625
10 <sup>ème</sup> étage	5481,03	7584,94	0,01015	1985,09651	3,23	0,01200699
9 <sup>ème</sup> étage	6100,16	13685,1	0,0112	2980,06511	3,23	0,01592347
8 <sup>ème</sup> étage	6100,16	19785,26	0,01155	3899,11242	3,23	0,01814494
7 <sup>ème</sup> étage	6100,17	25885,43	0,0119	4742,2398	3,23	0,0201102
6 <sup>ème</sup> étage	6240,06	32125,49	0,01225	5527,03945	3,23	0,02204402
5 <sup>ème</sup> étage	6240,06	38365,55	0,01295	6234,17663	3,23	0,02467343
4 <sup>ème</sup> étage	6240,06	44605,61	0,01295	6863,65134	3,23	0,02605563
3 <sup>ème</sup> étage	8437,29	53042,9	0,01505	7609,76596	3,91	0,02682969
2 <sup>ème</sup> étage	9944,04	62986,94	0,01505	8339,30693	3,91	0,02907236
1 <sup>ère</sup> étage	9944,05	72930,99	0,01365	8919,03204	3,91	0,02854633
RDC	9897,01	82828	0,01155	9346,90688	3,91	0,02617668
Entre sol	9937,57	92765,57	0,0084	9626,81627	3,91	0,02070173
Sous-sol	8771,18	101536,75	0,00315	9741,726	3,4	0,00965648

Tableau 23 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens Y

D'après le tableau on remarque que tous les coefficients  $\theta_k$  selon X et Y sont inférieure à 0.1, donc l'effet P – Δ est négligé.

## IV.16. Justification de la stabilité au renversement :

D'après Le RPA99/Version 2003 [Art 4.4.1] Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = \frac{W \times l}{2}$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

$F_i$  : Force sismique au niveau i.

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

Sens	W (KN)	L (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> /M <sub>r</sub>	Vérification
X-X	101536,75	41	2081503.375	368680,259	5.64	CV
Y-Y	101536,75	20.6	1045828.525	281345,494	3.71	CV

**Tableau 24 : Vérification de la stabilité au renversement**

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du **RPA99/Version 2003**, donc il y'a pas de risque de renversement.

#### IV.17. Vérification de l'effort normal réduit :

D'après **RPA99/Version 2003 [Art 7.1.3.3]**, on entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} ; \text{ Avec :}$$

**N<sub>d</sub>** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**B<sub>c</sub>** : est l'aire (section brute) de cette dernière.

D'après **RPA99/Version 2003 [Art 7.4.3.1]**, « ... 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 » :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{cj}} \leq 0.3$$

#### ☒ Type 1 :

Poteau	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	0.4225	0.36	0.3025	0.25	0.2025
N <sub>d</sub> (KN)	2618.37	1026.22	613.22	267.39	70.67
ν	0.24	0.11	0.08	0.04	0.01
ν < 0.3	CV	CV	CV	CV	CV

**Tableau 25: Vérification de l'effort normal réduit (Type 1)**

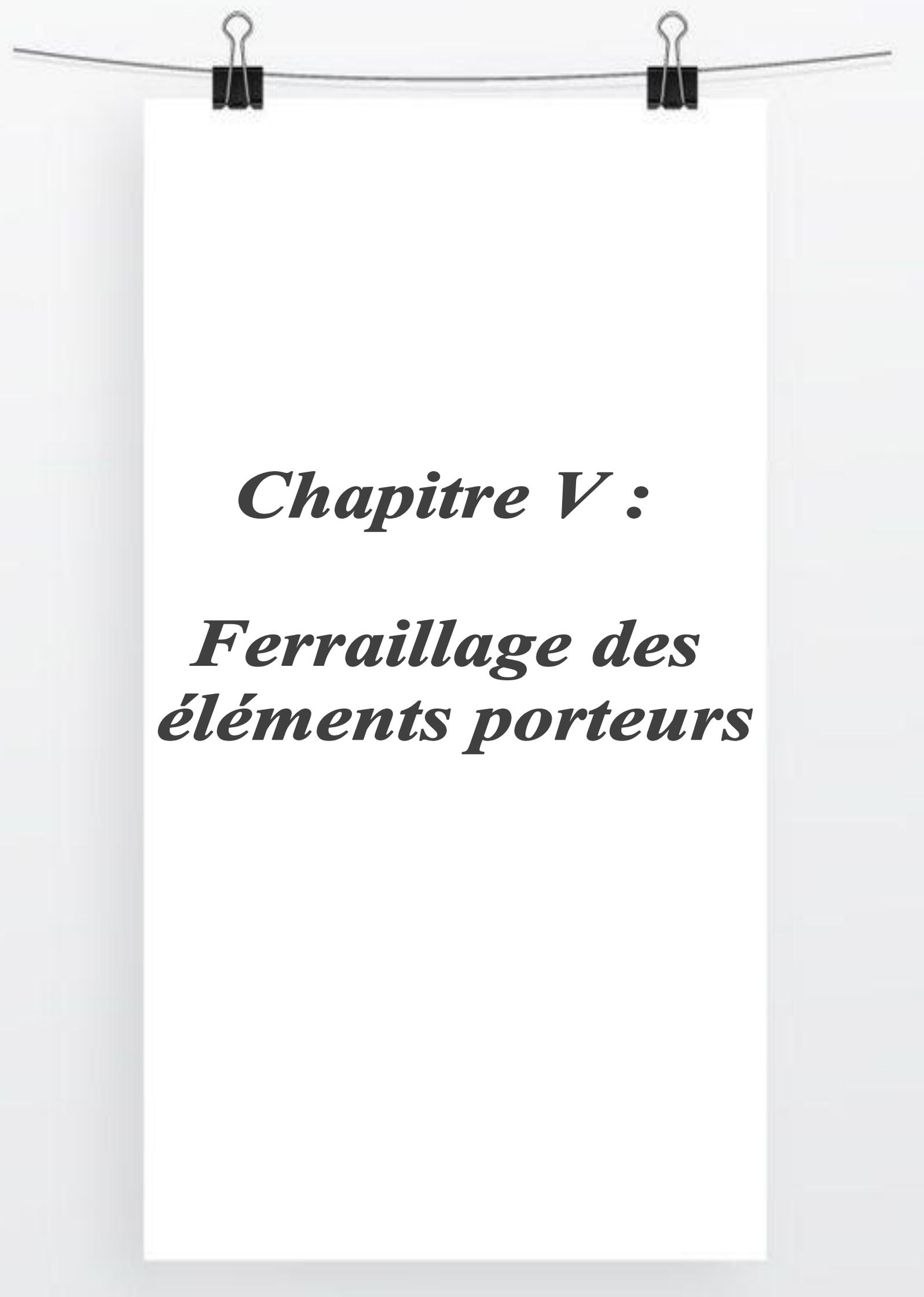
☒ Type 2 :

Poteau	40 × 40
$B_r$ (m <sup>2</sup> )	0.16
$N_d$ (KN)	793.83
$\nu$	0.19
$\nu < 0.3$	CV

Tableau 26: Vérification de l'effort normal réduit (Type 2)

#### IV.18. Conclusion :

L'étude dynamique ou sismique est donc achevée et toutes les conditions reliées à cette étude notamment celles du **RPA99/Version 2003** ont été bien respectées. Ceci nous amène au dimensionnement des éléments structuraux.



***Chapitre V :***

***Ferraillage des  
éléments porteurs***

## V.1. Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ETABS 9.7.0**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

## V.2. Ferraillage des portiques :

### V.2.1. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

#### Situation durable :

✓ Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

✓ Acier : FeE 400 ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1.15$

#### Situation accidentelle :

✓ Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$

✓ Acier : FeE 400 ;  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1$

### V.2.1.1. Combinaisons des charges :

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91**, on se rapportera aussi au **RPA99/Version 2003** pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

a. Selon **BAEL91** :

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

b. Selon RPA99/Version 2003 [Art 5.2] :

$$G + Q \pm E_x \quad ; \quad G + Q \pm E_y$$

$$0.8 G \pm E_x \quad ; \quad 0.8 G \pm E_y$$

### V.2.1.2. Calcul le ferraillage :

Les poutres seront ferraillées suivant les combinaisons :

- ✓ **1.35 G + 1.5 Q** ⇒ pour obtenir le moment en travée.
- ✓ **G + Q ± E** ⇒ pour obtenir le moment sur appui (nappe supérieure).
- ✓ **0.8 G ± E** ⇒ pour obtenir le moment sur appui (nappe inférieure).

Pour le ferraillage on va prendre les valeurs maximums des moments en travée et sur appui.

#### a. Les poutres principales :

Les résultats de logiciel ETABS sont :

Position	Travée	Appui (nappe supérieure)	Appui (nappe inférieure)
combinaison	1.35G + 1.5 Q	G+Q ± E	0.8G ± E
M <sub>max</sub> (KN.m)	81.125	136.892	122.628

**Tableau 1: Résultats des moments fléchissant des poutres principales**

Selon BAEL91, Les armatures sont déterminées en flexion simple par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

La section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	81.125	30	45	42	0.108	0.143	39.59	5.88	<b>3HA16 = 6.03</b>
Appui sup	136.892	30	45	42	0.182	0.253	37.74	10.42	<b>3HA16+3HA14 = 10.65</b>
Appui inf	122.628	30	45	42	0.163	0.223	38.25	9.21	<b>3HA16+3HA14 = 10.65</b>

**Tableau 2: Résultat de ferraillage des poutres principales**

**1) Vérification du ferraillage :**

**Condition de non fragilité :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier que :

$$A_s > A_{\min \text{BAEL}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.52 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.1]** :

✓ **La section minimale :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en tout la section.

$$A_s > A_{\min \text{RPA}} = 0.5\% \times b \times h = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **La section maximale :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ En zone courante :

$$A_s < A_{\max 1} = 4\% (b \times h) = \mathbf{54 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

➤ En zone de recouvrement :

$$A_s < A_{\max 2} = 6\% (b \times h) = \mathbf{81 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

**2) Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$

La valeur de l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = \mathbf{172.36 \text{ KN}}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{172.36 \times 10^3}{300 \times 420} = \mathbf{1.36 \text{ MPa}}$$

Donc :  $\tau_u = 1.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

☒ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{450}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = \min (12.85; 14; 30) = \mathbf{12.85 \text{ mm} = 1.28 \text{ cm}}$$

Donc on adopte :  $\phi 8$  de HA feE400

☒ **Calcul d'espacement :**

✓ **Espacement entre les cadres :**

Selon **BAEL91**:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (37.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{37.8 \text{ cm}} \Rightarrow S_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max [0.68; 0.4]$$

$$A_t \geq \frac{0.68 \times 30 \times 30}{400} = \mathbf{1.53 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.53 \text{ cm}^2$  ..... (CV)

✓ **Espacement exigé par le RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]:**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \mathbf{11.25 \text{ cm}} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$

**En zone Courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{22.5 \text{ cm}} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

☒ **La section minimale des armatures transversales :**

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]**, la quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 S_t b = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2} < \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$
 ..... (CV)

**3) Vérification à l'ELS:**

☒ **Vérification des contraintes :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \end{cases}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

# Ferrailage des éléments porteurs

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Sur la nappe inférieure :  $A_s = 3HA16 + 3HA14 = 10.65 \text{ cm}^2$

✓ La position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow 30 y^2 + 30 \times 10.65 y - 30 \times 42 \times 10.65 = 0$$

$$\Rightarrow y = 16.48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times (16.48)^3}{3} + 15 \times 10.65 \times (42 - 16.48)^2 = 148798.54 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Soit la poutre la plus sollicitée B201 :  $M_{ser} = 83.711 \text{ KN.m}$

$$K = \frac{83.711 \times 10^6}{148798.54 \times 10^4} = 0.05 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 164.8 = 8.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.05 (420 - 164.8) = 191.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

#### 4) Vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8} ; \text{ Avec :}$$

$$G = \rho \times b \times h \times \left( \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \times (G_{plancher}) = 25 \times 0.3 \times 0.45 + \left( \frac{5}{2} + \frac{5}{2} \right) \times 5.7 = 31.875 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \left( \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{poutre} \right) \times (Q_{plancher}) = \left( \frac{5}{2} + \frac{5}{2} + 0.3 \right) \times 5 = 26.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } M_0 = \frac{(31.875+26.5)(5.3)^2}{8} = 204.969 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{530} = 0.0849 > 0.0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.0849 > 0.0408 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.42}{30 \times 42} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0074 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB** : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$\frac{L_{max}}{5}$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : **1m**

$\frac{L_{max}}{4}$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : **1.25 m**

5) Schéma de ferraillage :

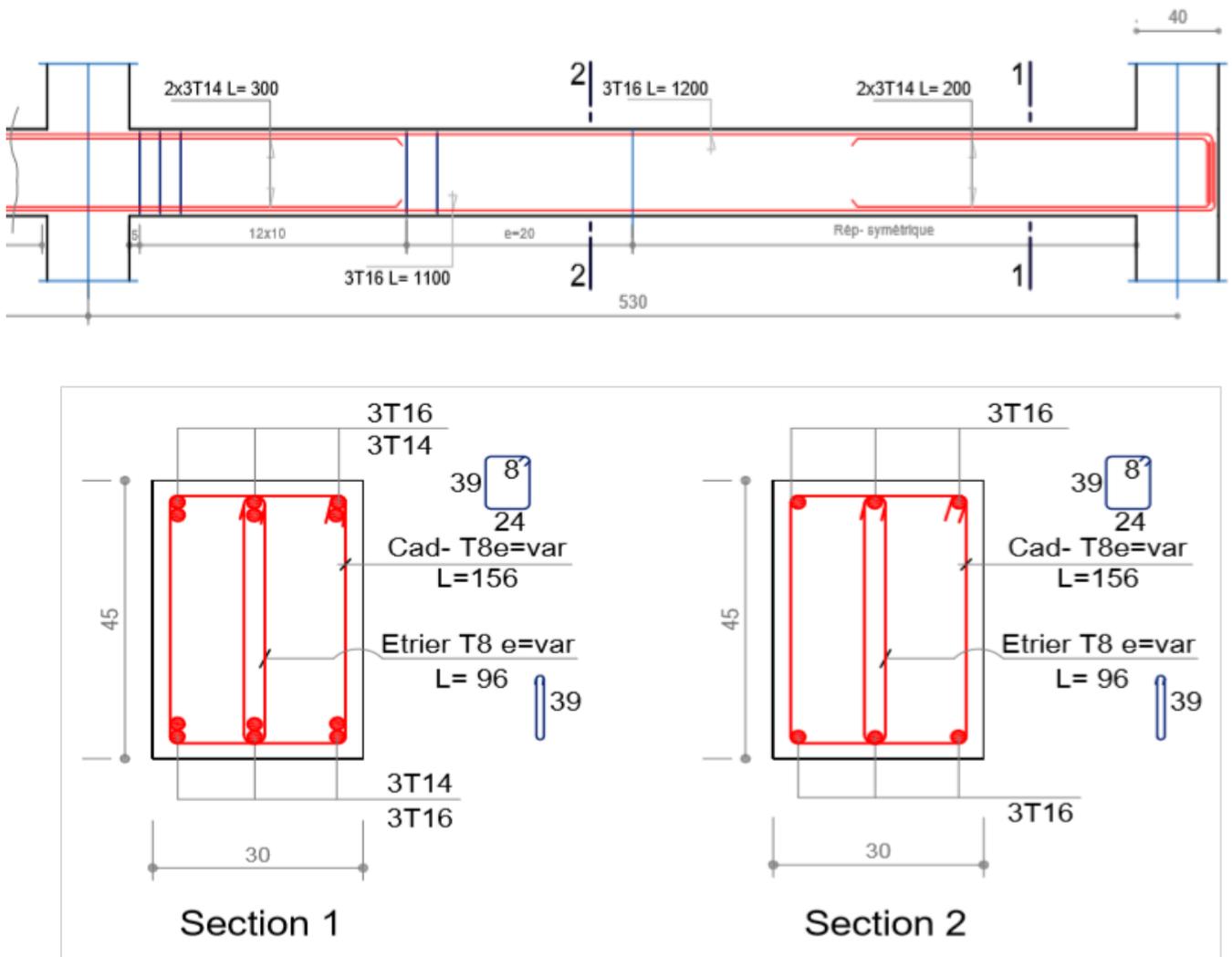


Figure 1: Ferraillage des poutres principales

**b. Les poutres secondaires :**

Les résultats de logiciel ETABS sont :

Position	Travée	Appui (nappe supérieure)	Appui (nappe inférieure)
<b>Combinaison</b>	1.35G + 1.5 Q	G+Q±E	0.8G±E
<b>M<sub>max</sub> (KN.m)</b>	56.331	92.707	77.653

**Tableau 3: Résultats des moments fléchissant des poutres secondaires**

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées en flexion simple par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	56.331	30	40	37	0.096	0.126	35.13	4.60	<b>3HA14 = 4.62</b>
<b>Appui sup</b>	92.707	30	40	37	0.159	0.217	33.78	7.88	<b>6HA14 = 9.24</b>
<b>Appui inf</b>	77.653	30	40	37	0.133	0.179	34.35	6.49	<b>6HA14 = 9.24</b>

**Tableau 4: Résultat de ferrailage des poutres secondaires**

**1) Vérification du ferrailage :**

**Condition de non fragilité :**

Selon **BAEL91**, Il faut vérifier que :

$$A_s > A_{\min \text{ BAEL}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \mathbf{1.34 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.1] :**

✓ **La section minimale :**

$$A_s > A_{\min \text{ RPA}} = 0.5\% (b \times h) = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots (CV)$$

✓ **La section maximale :**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ En zone courante :

$$A_s < A_{\max 1} = 4 \% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

➤ En zone de recouvrement :

$$A_s < A_{\max 2} = 6 \% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

**2) Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon **BAEL91**, il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$

La valeur de l'effort tranchant maximum est :  $T_{\max} = 67.963 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{67.963 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.61 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$

**Calcul de la section des armatures transversales :**

Selon **BAEL91** :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right) = \min (11.42; 14; 30) = 11.42 \text{ mm} = 1.14 \text{ cm}$$

Donc on adopte :  $\phi 8$  de HA feE400

**Calcul d'espacement :**

✓ **Espacement entre les cadres :**

Selon **BAEL91**:

$$S_t \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min (33.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left[ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 30}{400} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.90 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$

✓ **Espacement exigé par le RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2]:**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone Courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

☒ La section minimale des armatures transversales :

Selon RPA99/Version 2003 [Art 7.5.2.2], la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 S_t b = 1.80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

3) Vérification à l'ELS:

☒ Vérification des contraintes :

Selon BAEL91, Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 100\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Sur la nappe inférieure :  $A_s = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

✓ La position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0 \Rightarrow y = ??$$

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

✓ Calcul des contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Soit la poutre la plus sollicitée B117 :  $M_{ser} = 48.881 \text{ KN.m}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
48.881	9.24	14.43	135397.39	0.04	5.77	135.42	CV	CV

Tableau 5: Vérification des contraintes

4) Vérification de la flèche :

$$M_0 = \frac{(G+Q)L^2}{8} ; \text{ Avec :}$$

$$G = \rho \times b \times h + \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 25 \times 0.3 \times 0.4 + \left(\frac{5}{2} + \frac{5}{2}\right) \times 6.4 = 35 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times (Q_{\text{plancher}}) = \left(\frac{5}{2} + \frac{5}{2} + 0.3\right) \times 5 = 26.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } M_0 = \frac{(35+26.5) \times 5^2}{8} = 192.187 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0.080 > 0.0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow 0.080 > 0.0254 \dots\dots\dots (CV)$$

$$\frac{A_s \text{ adopté}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0072 < 0.0105 \dots\dots\dots (CV)$$

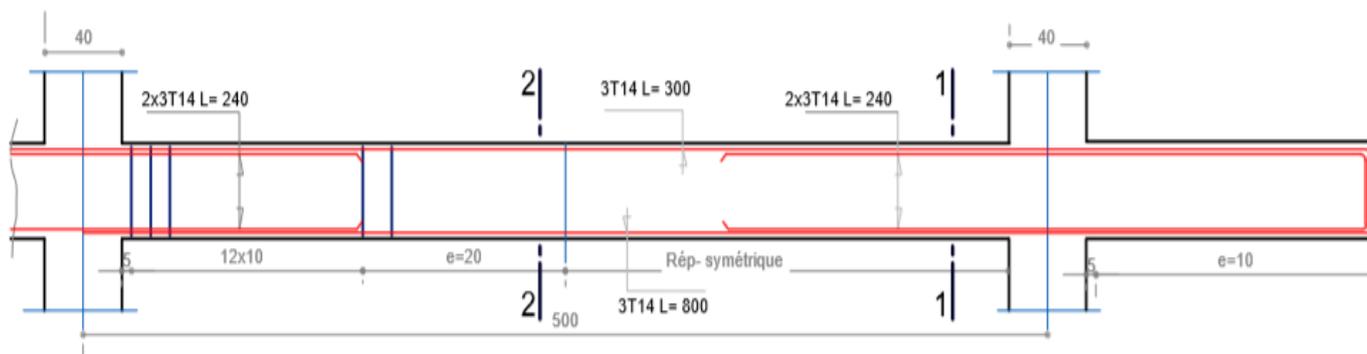
Donc le calcul de la flèche est inutile

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$\frac{L_{\text{max}}}{5} : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 1\text{m}$$

$$\frac{L_{\text{max}}}{4} : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1.25 \text{ m}$$

5) Schéma de ferraillage :



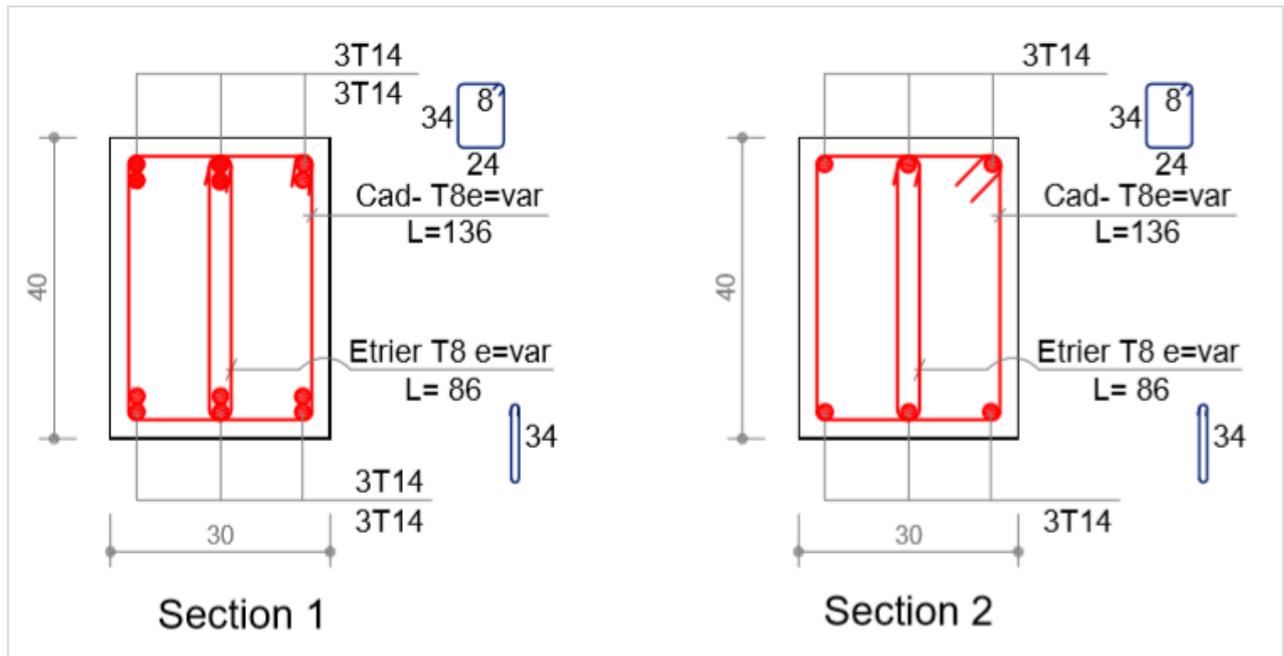


Figure 2: Ferraillage des poutres secondaires

## V.2.2. Ferraillage des poteaux :

### V.2.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant dans les deux sens longitudinal et transversal) à la base de la structure. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec des fissurations préjudiciable.

Les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS** sont :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$  ⇒ pour obtenir :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $G + Q \pm E$  ⇒ pour obtenir :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ✓  $0.8 G \pm E$  ⇒ pour obtenir :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### V.2.2.2. Recommandation du RPA99/Version 2003 :

D'après l'Article 7.4.2 :

#### a. Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, pour la zone IIa :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$
- ✓ leur pourcentage maximal sera de :
  - $4\% \times b \times h \Rightarrow$  en zone courante
  - $6\% \times b \times h \Rightarrow$  en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de **12 mm**
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\phi$**
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm (Zone I et II)**.

## b. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e} ; \text{ Avec :}$$

$T_u$  : Est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur (tient compte de la rupture) qui égale :

$$\rho_a = 2.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Si l'élanement géométrique : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \Rightarrow \quad \text{Si l'élanement géométrique : } \lambda_g < 5$$

$S_t$  : Est l'espacement des armatures transversales, pour la **Zone IIa** la valeur maximum est fixé comme suit :

$$\checkmark \quad \text{Dans la Zone nodale : } S_t \leq \text{Min} (10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

$$\checkmark \quad \text{Dans la Zone courante : } S_t \leq 15 \phi_1$$

Où :  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales de poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t.b$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad \Rightarrow \quad 0.3 \%$$

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad \Rightarrow \quad 0.8 \%$$

$$\text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \quad \Rightarrow \quad \text{interpoler entre les valeurs limite précédentes.}$$

Avec :

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau  $\Rightarrow \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right)$

**a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

### V.2.2.3. Calcul le ferrailage :

#### a. Les sollicitations :

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « ETABS » :

#### 1) Type 1 :

Combinaison	Sollicitations	poteau 65 × 65	poteau 60 × 60	poteau 55 × 55	poteau 50 × 50	poteau 45 × 45
ELU	$N_{max}$ (KN)	4152.86	2874.73	2100.92	1293.28	522.13
	$M_{corr}$ (KN.m)	2.572	1.33	1.487	0.389	0.271
G+Q ± E	$M_{max}$ (KN.m)	278.572	269.443	193.623	151.882	121.588
	$N_{corr}$ (KN)	823.29	583.59	147.28	150.32	51.03
0.8G ± E	$N_{min}$ (KN)	2772.71	1829.30	1167.30	618.79	256.06
	$M_{corr}$ (KN.m)	5.787	11.621	24.197	66.35	48.411

**Tableau 6: Les sollicitations dues aux poteaux type 1**

#### 2) Type 2 :

Combinaison	Sollicitations	poteau 40 × 40
ELU	$N_{max}$ (KN)	1239.62
	$M_{corr}$ (KN.m)	4.01
G+Q ± E	$M_{max}$ (KN.m)	95.549
	$N_{corr}$ (KN)	49.01
0.8G ± E	$N_{min}$ (KN)	626.04
	$M_{corr}$ (KN.m)	6.539

**Tableau 7: Les sollicitations dues aux poteaux type 2**

**b. Le ferraillage :**

Le ferraillage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** », on prenant le cas le plus défavorable.

$$A_{\min (RPA)} = 0.8\% \times b \times h$$

$$A_{\min (BAEL)} = \min \left[ 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U ; 0.2 \times \frac{B}{100} \right]$$

**1) Type 1 :**

Section	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min (BAEL)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min (RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
65 × 65	278.572	823.29	2.69	8.45	33.8	12T20 = 37.70
60 × 60	269.443	583.59	6.81	7.2	28.8	12T20= 37.70
55 × 55	193.623	147.28	9.27	6.05	24.2	8T16+4T20= 28.65
50 × 50	151.882	150.32	7.78	5	20	12T16=24.13
45 × 45	121.588	51.03	8.16	4.05	16.2	12T14=18.47

**Tableau 8: Résultats de ferraillage des poteaux type 1**

**2) Type 2 :**

Poteau	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min (BAEL)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min (RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
40 × 40	95.549	49.01	7.31	3.2	12.8	8T16=16.08

**Tableau 9: Résultats de ferraillage des poteaux type 2**

**c. Vérification de ferraillage :**

Il faut vérifier que :

Selon **BAEL91** :  $A_s > A_{\min \text{ BAEL}} = 0.2\% (b \times h)$

$$A_s < A_{\max \text{ BAEL}} = 5\% (b \times h)$$

Selon **RPA99/Version 2003** :  $A_s > A_{\min \text{ RPA}} = 0.8\% (b \times h)$

$$A_s < A_{\max \text{ RPA1}} = 4\% (b \times h) \rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$A_s < A_{\max \text{ RPA2}} = 6\% (b \times h) \rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

1) Type 1 :

Section	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA1 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA2 (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Vérification
65 × 65	8.45	211.25	33.8	169	253.5	37.70	CV
60 × 60	7.2	180	28.8	144	216	37.70	CV
55 × 55	6.05	151.25	24.2	121	181.5	28.65	CV
50 × 50	5	125	20	100	150	24.13	CV
45 × 45	4.05	101.25	16.2	81	121.5	18.47	CV

Tableau 10: Vérification de ferrailage des poteaux type 1

2) Type 2 :

Section	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA1 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA2 (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	Vérification
40 × 40	3.20	12.8	80	64	96	16.08	CV

Tableau 11: Vérification de ferrailage des poteaux type 2

d. Vérification à l'ELU :

1) Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :

☒ D'après BAEL91 :

Selon BAEL91, il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Comme la fissuration est peu préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

✓ Type 1 :

Section	T <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub>
65 × 65	22.92	0.05	3.33	CV
60 × 60	32.37	0.09	3.33	CV
55 × 55	43.24	0.15	3.33	CV
50 × 50	43.33	0.18	3.33	CV
45 × 45	46.43	0.24	3.33	CV

Tableau 12: Vérification selon BAEL (Type 1)

✓ Type 2 :

Section	T <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> ≤ τ̄ <sub>u</sub>
40 × 40	23.39	0.15	3.33	CV

Tableau 13: Vérification selon BAEL (Type 2)

☒ D'après RPA99/Version 2003 [Art 7.4.3.2] :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton bu sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_a f_{c28} ; \text{ où :}$$

$$\rho_a = 0.075 \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{b} \geq 5$$

$$\rho_a = 0.04 \Rightarrow \lambda_g = \frac{L_f}{b} < 5$$

✓ Type 1 :

Section	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
65 × 65	3.91	2.737	4.21	0.04	0.05	1	CV
60 × 60	3.91	2.737	4.56	0.04	0.09	1	CV
55 × 55	3.23	2.261	4.11	0.04	0.15	1	CV
50 × 50	3.23	2.261	4.52	0.04	0.18	1	CV
45 × 45	3.23	2.261	5.02	0.075	0.24	1.875	CV

Tableau 14: Vérification selon RPA (Type 1)

✓ **Type 2 :**

Section	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
40 × 40	3.91	2.737	6.84	0.075	0.15	1.875	CV

**Tableau 15: Vérification selon RPA (Type 2)**

2) **Calcul des armatures transversales :**

☒ **Choix de diamètre :**

D'après **BAEL91** :

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_l \rightarrow \text{donc : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

On adopte des cadres de **T8**

Avec un espacement :

$$S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$

☒ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

✓ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

✓ **Dans la Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

☒ **Calcul de la section d'armature transversale :**

$$\text{À l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_L f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a T_u S_t}{h_L f_e}$$

Les résultats obtenus sont regroupé dans les tableaux suivants :

✓ Type 1 :

Section	$\lambda_g$	$\rho_a$	$T_{max}$ (KN)	$h_L$ (m)	$f_e$ (MPa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
65 × 65	4.21	3.75	22.92	0.65	400	0.33	2T8 = 1.01
60 × 60	4.56	3.75	32.37	0.60	400	0.50	2T8 = 1.01
55 × 55	4.11	3.75	43.24	0.55	400	0.73	2T8 = 1.01
50 × 50	4.52	3.75	43.33	0.50	400	0.81	2T8 = 1.01
45 × 45	5.02	2.5	46.43	0.45	400	0.64	2T8 = 1.01

Tableau 16: Les armatures transversales des poteaux type 1

✓ Type 2 :

Section	$\lambda_g$	$\rho_a$	$T_{max}$ (KN)	$h_L$ (m)	$f_e$ (MPa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
40 × 40	6.84	2.5	23.39	0.40	400	0.36	2T8 = 1.01

Tableau 17: Les armatures transversales des poteaux type 2

☒ Calcul de la zone de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\phi$**

✓ Type 1 :

Section	65 × 65	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45
$\phi$ (mm)	20	20	16	16	14
40 $\phi$ (m)	0.8	0.8	0.64	0.64	0.56

Tableau 18: La longueur de recouvrement des poteaux type 1

✓ Type 2 :

Section	40 × 40
$\phi$ (mm)	16
40 $\phi$ (m)	0.64

Tableau 19: La longueur de recouvrement des poteaux type 2

**e. Vérification à l'ELS :**

Cette vérification est faite à l'aide de logiciel "SOCOTEC":

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

**1) Type 1 :**

Section	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
65 × 65	2985.39	1.789	37.70	4.63	72	CV	CV
60 × 60	2078.05	11.518	37.70	3.38	53.5	CV	CV
55 × 55	1525.02	12.791	28.65	2.95	46.9	CV	CV
50 × 50	939.23	16.668	24.13	1.87	30.9	CV	CV
45 × 45	379.99	16.625	18.47	0.47	9.63	CV	CV

**Tableau 20: Vérification des contraintes à l'ELS pour le type 1 des poteaux**

**2) Type 2 :**

Section	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
40 × 40	892.28	9.445	16.08	2.94	49	CV	CV

**Tableau 21: Vérification des contraintes à l'ELS pour le type 2 des poteaux**

**f. Schéma de ferrailage :**

**1) Type 1 :**

# Ferraillage des éléments porteurs

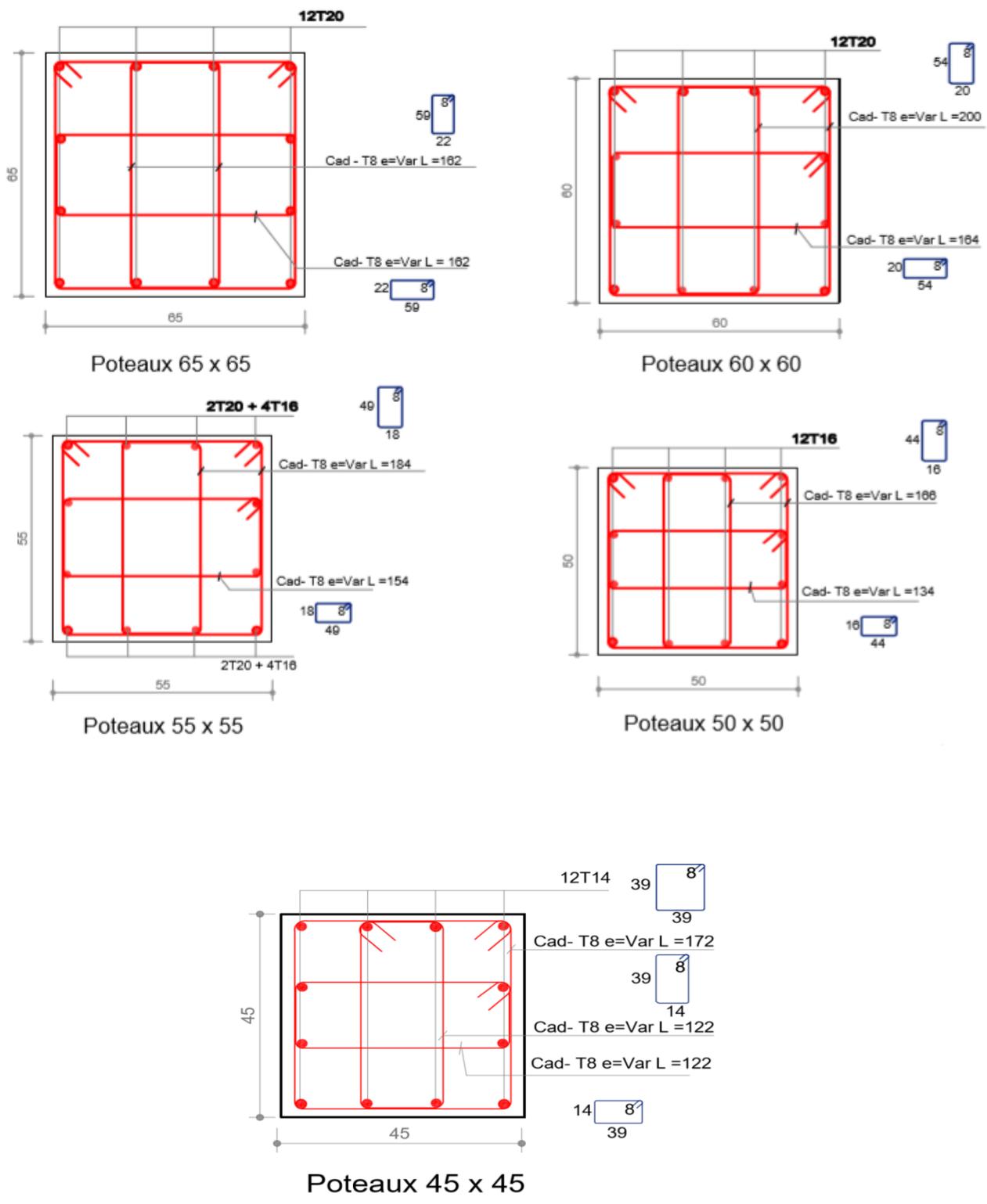


Figure 3: Ferraillage des poteaux (Type 1)

2) Type 2 :

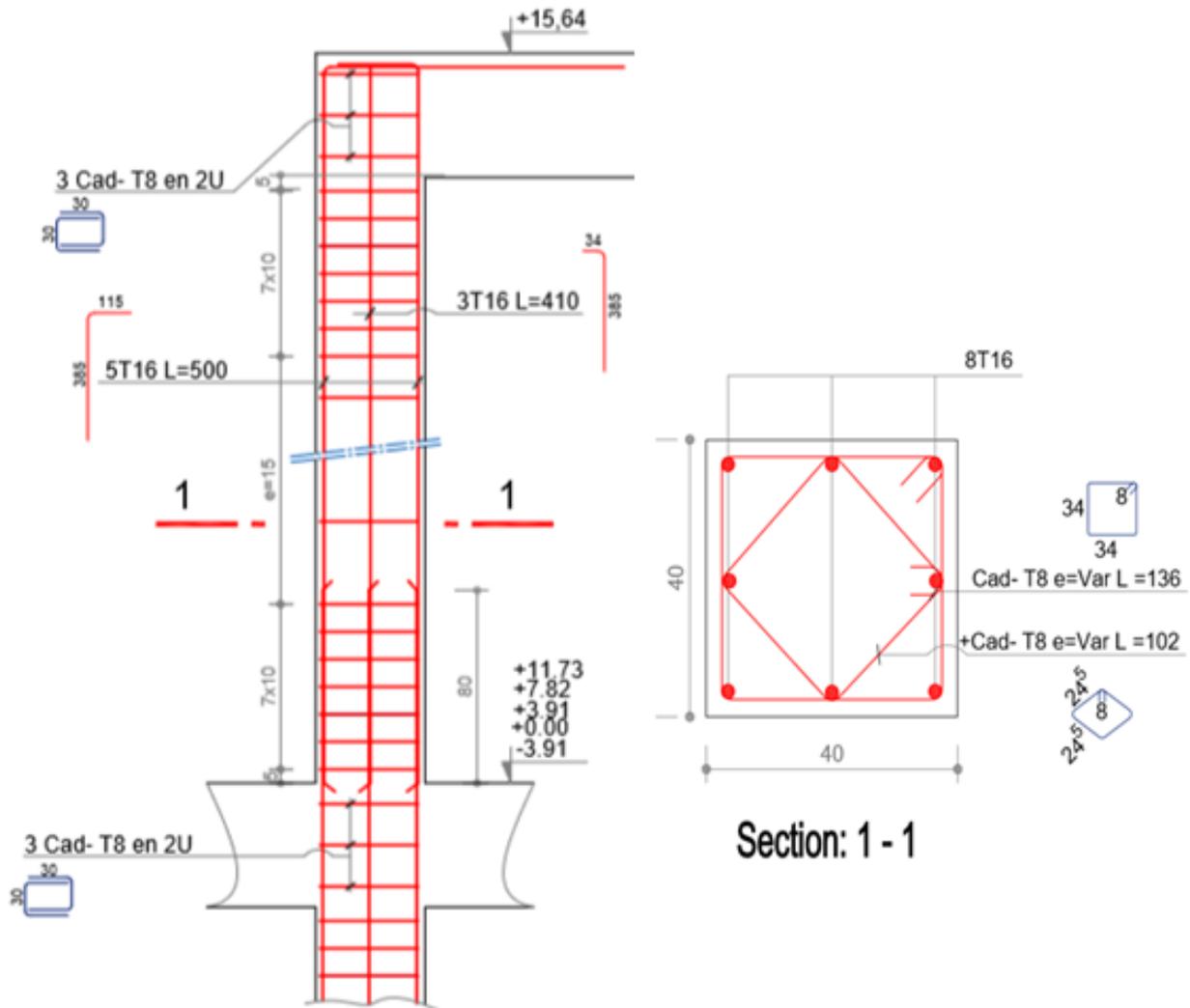


Figure 4: Ferraillage des Poteaux (Type 2)

### V.3. Ferraillage des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Les voiles seront calculées en flexion composée d'après le **RPA99/Version 2003** suivant les combinaisons  $(G+Q \pm E ; 0.8G \pm E)$ .

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des Aciers verticaux.
- Des Aciers horizontaux.

## a. Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par **RPA99/Version 2003** :

- 1) Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.
- 2) 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.
- 3) Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- 4) 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).
- 5) A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $(\frac{1}{10})$  de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

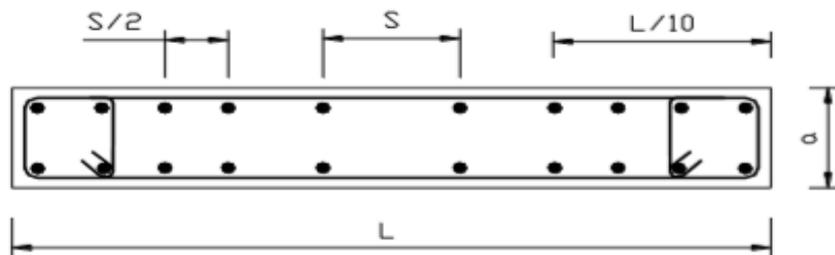


Figure 5: Disposition des armatures verticales dans les voiles

## b. Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à  $(90^\circ)$  ayant une longueur de  $10\phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### V.3.2. Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zone courante 0,10 %.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :  $S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm})$ ,  $e$  : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre  $\phi_t$  des épingles est :

$\phi_t = 6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Lorsque } \phi_v \leq 20 \text{ mm}$

$\phi_t = 8 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Lorsque } \phi_v > 20 \text{ mm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✗ **40 $\phi$**  Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- ✗ **20 $\phi$**  Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

### V.3.3. Calcul du ferraillage vertical:

D'après RPA99/Version 2003 [Art 7.7.4], « ... Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur  $d$  tel que :  $d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2L'}{3} \right)$

Avec :

$L'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : étant la Hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales

### V.3.4. Etude des Sections :

Pour une section soumise à la flexion composée on a trois (3) cas possibles

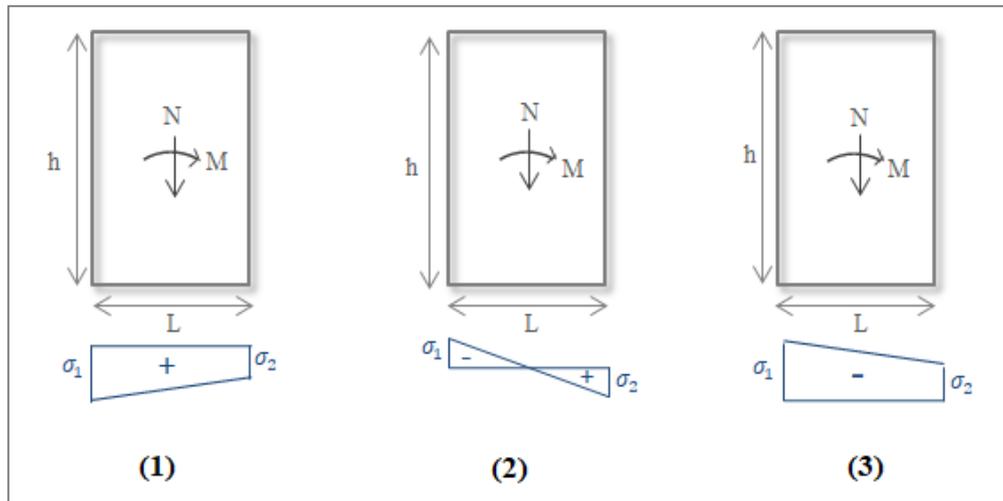


Figure 6: Les 3 cas possible de sollicitation de voile

(1) : Section entièrement comprimée (SEC).

(2) : Section partiellement comprimée (SPC).

(3) : Section entièrement tendue (SET).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N, M$ ) en utilisant la formule « **Formule de NAVIER BERNOULLI** »:

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad \dots \text{ [MPa]}$$

Avec :  $B$  : Section du béton.

$I$  : Moment d'inertie du trumeau.

$y$  : Bras de levier, qui est égale :  $y = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

a. 1<sup>ère</sup> Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA99/Version 2003** (comme section minimale) :

$$A = 0.0015 \times L \times b$$

b. 2<sup>ème</sup> Cas: Section partiellement comprimée (SPC) :

1) Si :  $M > 0$  ;  $\sigma_A > 0$  ;  $\sigma_B < 0$  :

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée. Il faut calculer  $L_t$  en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_B}{(\sigma_A + \sigma_B)}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

2) Si :  $M < 0$  ;  $\sigma_A < 0$  ;  $\sigma_B > 0$  :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \times \sigma_A}{(\sigma_A + \sigma_B)}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donnée par :  $T = 0.50 \times \sigma_A \times L_t \times b$

La section d'armature nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$

c. 3<sup>ème</sup> Cas: Section entièrement tendue (SET) :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction ( $\sigma_A$  ,  $\sigma_B$ )

L'effort de traction est donnée par :  $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times L \times \frac{b}{2}$

La section d'armatures nécessaire est donnée par :  $A_{sc} = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

### V.3.5. Calcul le ferraillage :

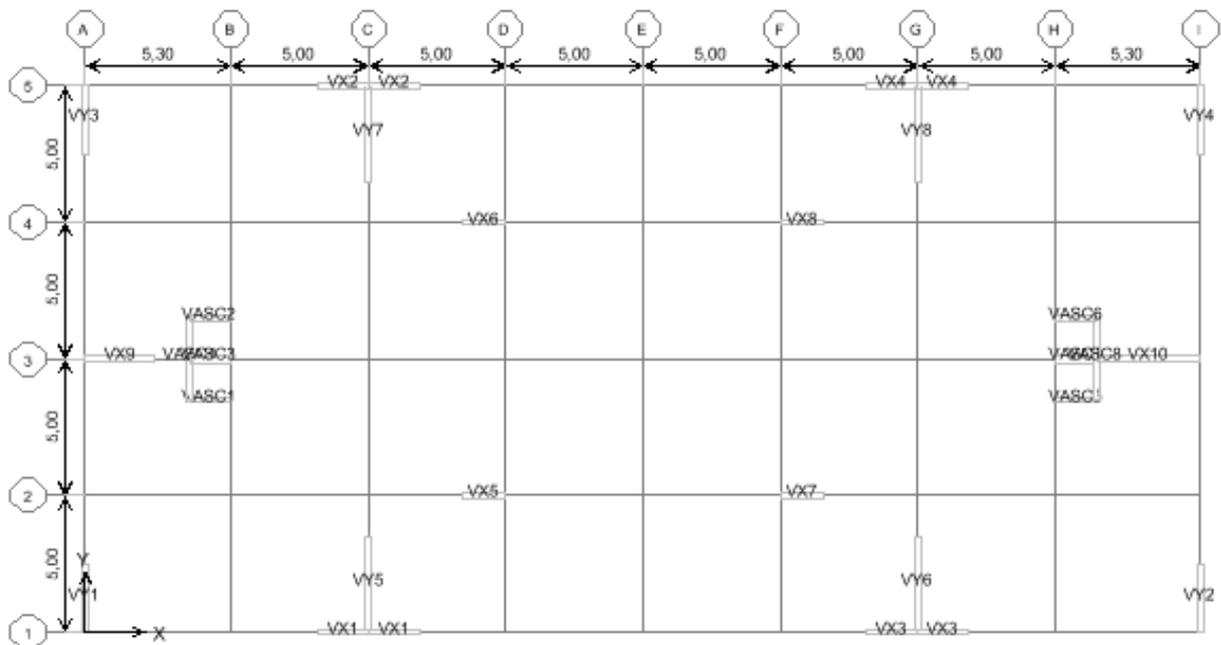


Figure 7: Vue en plan des voiles existants

## V.3.5.1. Calcul de ferraillage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

Globalement dans la section du voile :  $A_{\min} = 0.15 \% b \times h$

Dans la zone courante :  $A_{\min} = 0.10 \% b \times h$

**Armature minimale exigé par RPA99/Version 2003 :**

$$\checkmark A_{RPA} = 0.20 \% b \times L_t$$

$$\checkmark A_{\min} = 0.0015 \times b \times L$$

Avec : **b** : Epaisseur du voile.

**L<sub>t</sub>** : La longueur de la section tendue.

**a. Un exemple de Calcul : Pour le voile VX6 :**

1) **Les Dimensions** :  $L = 1.28 \text{ m}$  ;  $b = 0.2 \text{ m}$

2) **Caractéristique géométrique :**

$$I = \frac{0.20 \times (1.28)^3}{12} = 0,034953 \text{ m}^4$$

$$S = (1.28 \times 0.2) = 0,256 \text{ m}^2$$

$$Y = 0.64 \text{ m}$$

3) **Les sollicitations** :  $M = 570,809 \text{ KN.m}$

$$N = 1455,67 \text{ KN}$$

4) **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_A = \frac{1455.67}{0.256} + \frac{570.809}{0.034953} \times 0.64 = 16138,036 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{1455.67}{0.256} - \frac{570.809}{0.034953} \times 0.64 = - 4765,614 \text{ KN/m}^2$$

On a :  $\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0 \Rightarrow$  Deux contraintes de signe opposée, alors : **SPC**

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.29 \text{ m}$$

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 139.07 \text{ KN}$$

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{T \times Y}{f_e} = 3.48 \text{ cm}^2$$

5) **Les armatures minimales :**

$$A_{RPA} = 0.20 \% \times 20 \times 50 = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.0015 \times 20 \times 218 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s \text{ cal}} ; A_{RPA} ; A_{\min RPA}) = 3.84 \text{ cm}^2$$

**6) Espacement :**

**En zone courante :**  $S_{tc} \leq \min (15 \times 20 ; 30) = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**En zone d'about :**  $S_{ta} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

**b. Autre voiles :**

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

**1) Sens X-X :**

VOILE	VX4	VX6	VX9	VX10
L (m)	3,7	1,28	2,3	3,6
b (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,844217	0,034953	0,202783	0,777600
S (m <sup>2</sup> )	0,74	0,256	0,46	0,72
Y(m)	1,85	0,64	1,15	1,8
M (KN.m)	4284,324	570,809	1885,624	4311,587
N (KN)	3310,12	1455,67	2487,15	1869,47
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	13861,720	16138,036	16100,368	12577,012
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4915,449	-4765,614	-5286,672	-7384,039
N.S	SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	0,97	0,29	0,57	1,33
T (KN)	476,10	139,07	300,57	983,35
A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	11,90	3,48	7,51	24,58
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,87	1,17	2,27	5,33
A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	11,10	3,84	6,90	10,80
A <sub>s max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>11.90</b>	<b>3.84</b>	<b>7.51</b>	<b>24.58</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>20 T10</b> + <b>8 T10</b>	<b>8 T10</b> + <b>2 T10</b>	<b>12 T10</b> + <b>5 T10</b>	<b>28 T12</b> + <b>4 T10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10	10	10

**Tableau 22: Résumé des résultats de ferraillage vertical des voile dans le sens X-X**

2) Sens Y-Y :

VOILE	VY2	VY6
L (m)	2,3	3,18
b (m)	0,2	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,202783	0,535957
S (m <sup>2</sup> )	0,46	0,636
Y (m)	1,15	1,59
M (KN.m)	1760,342	4236,792
N (KN)	576,12	1254,85
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	11235,471	14542,134
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-8730,601	-10596,065
N.S	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	1,01	1,34
T (KN)	878,06	1420,31
A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	21,95	35,51
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,02	5,36
A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,90	9,54
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>21.95</b>	<b>35.51</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>22 T12</b>	<b>28 T14 + 2 T10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10

Tableau 23: Résumé des résultats de ferraillage vertical des voile dans le sens Y-Y

c. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

Selon RPA99/Version 2003 [Art 7.7.2], La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :  $\tau \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$

Où :  $\tau = \frac{\bar{V}}{b_0 \times 0,9 \times h}$  , Avec :  $\bar{V} = 1.4 V$

V : Effort tranchant à la base du voile.

**b** : Epaisseur du voile.

**h** : Hauteur totale de la section brute.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

1) Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
VX4	500.22	200	3700	1.05	5	CV
VX6	175.84	200	1280	1.07	5	CV
VX9	644.27	200	2300	2.18	5	CV
VX10	711.10	200	3600	1.54	5	CV

Tableau 24: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens X-X

2) Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
VY2	332.34	200	2300	1.12	5	CV
VY6	859.21	200	3180	2.10	5	CV

Tableau 25: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens Y-Y

V.3.5.2. Calcul de ferraillage horizontal :

Selon CBA93 [Art A.5.1.2.3], La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\delta_s(\tau_u - 0,3 f_{tj \times k})}{0,9 f_e}$$

**k** = 0  $\Rightarrow$  en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise).

**K**= 1  $\Rightarrow$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

**K** = 1 + 3 $\sigma_{cm}/f_{c28}$   $\Rightarrow$  en flexion composée avec N, effort de compression.

**K** = 1-10 $\sigma_{tm}/f_{c28}$   $\Rightarrow$  en flexion composée avec N, effort de traction.

Dans notre cas : Pas de reprise de bétonnage :  $\alpha = 90^\circ \Rightarrow K = 0$

Avec :

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Selon **RPA99/Version 2003**, le pourcentage minimum de ferraillage est :

Pour :  $\tau \leq 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0015 \times b \times L$

Pour:  $\tau > 0.0025 \times f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_{RPA} = 0.0025 \times b \times L$

Selon **BAEL91** :  $A_{BAEL} = \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

Avec :  $S_t \leq (1,5 e ; 30\text{cm})$

La section adoptée est :  $A_t = \max (A_{RPA} ; A_{BAEL})$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**a. Sens X-X :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L (mm)	$f_e$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
VX4	1.05	200	200	3700	400	1.17	18.50	2.5	5T8 = 2.51
VX6	1.07	200	200	1280	400	1.19	6.40	2.5	5T8 = 2.51
VX9	2.18	200	200	2300	400	2.42	11.50	2.5	5T8 = 2.51
VX10	1.54	200	200	3600	400	1.71	18.00	2.5	5T8 = 2.51

**Tableau 26: Ferraillage horizontal des voiles dans le sens X-X**

**b. Sens Y-Y :**

Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L (mm)	$f_e$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
VY2	1.12	200	200	2300	400	1.25	11.50	2.5	5T8 = 2.51
VY6	2.10	200	200	3180	400	2.33	15.90	2.5	5T8 = 2.51

**Tableau 27: Ferraillage horizontal des voiles dans le sens Y-Y**

### V.3.5.3. Schéma de ferraillage :

a. Sens X-X :

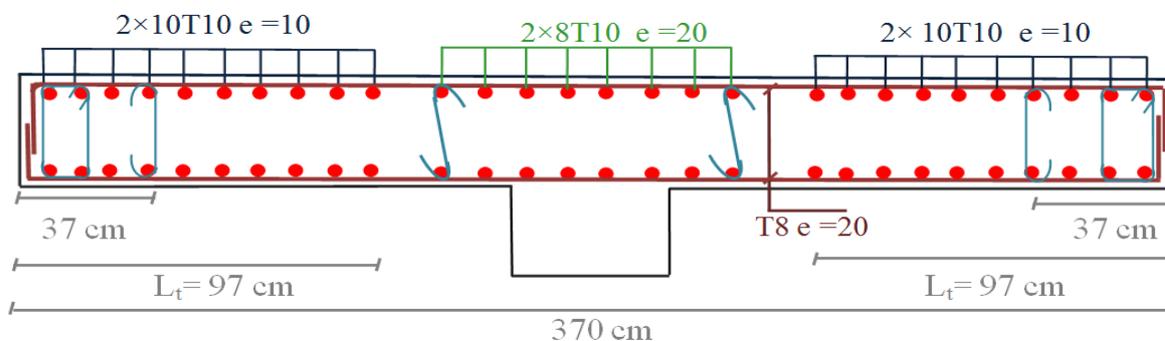


Figure 8: Ferraillage du voile VX4

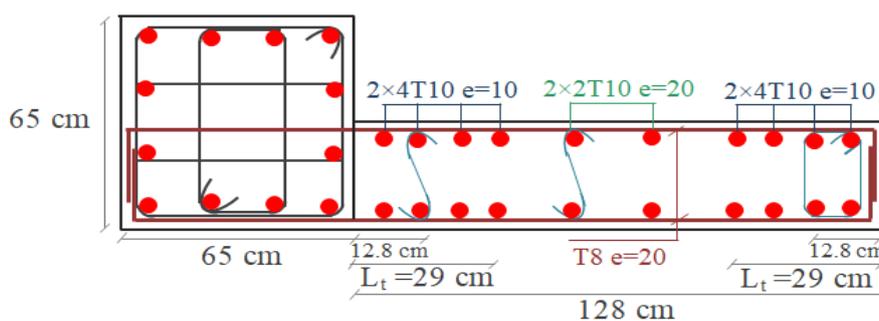


Figure 9: Ferraillage du voile VX6

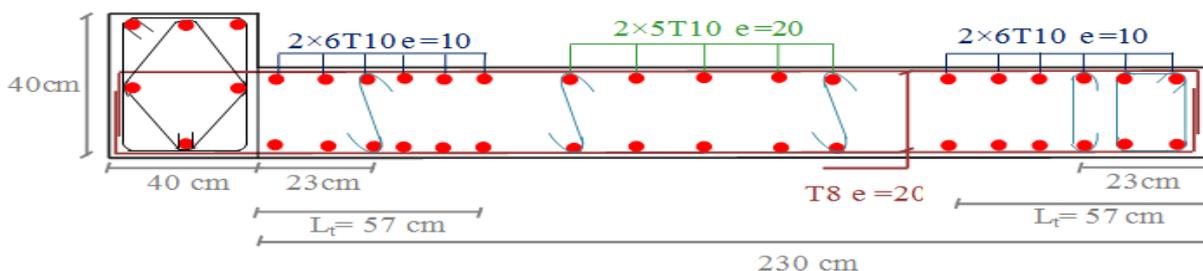


Figure 10: Ferraillage du voile VX9

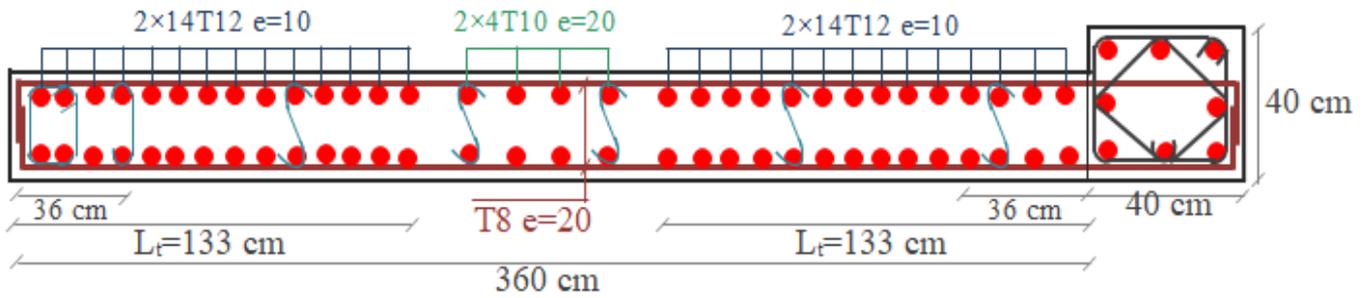


Figure 11: Ferrailage du voile VX10

b. Sens Y-Y :

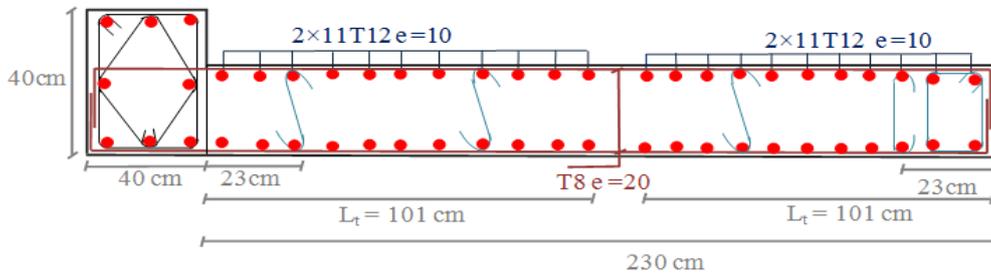


Figure 12: Ferrailage du voile VY2

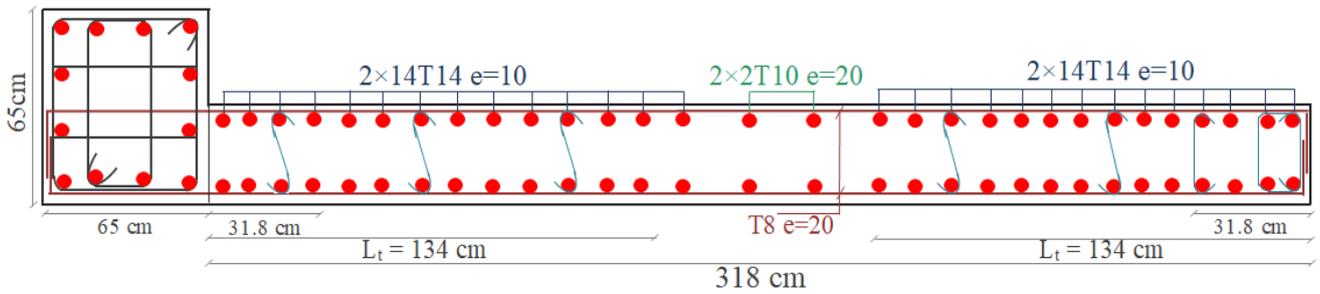


Figure 13: Ferrailage du voile VY6

### V.3.6. Calcul le ferraillage des voiles d'ascenseur :

#### V.3.6.1. Calcul de ferraillage vertical :

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

VOILE	Vasc1	Vasc2	Vasc3	Vasc4
L (m)	1,5	1,5	1,3	3
b (m)	0,2	0,2	0,3	0,2
I (m <sup>4</sup> )	0,05625	0,05625	0,054925	0,45
S (m <sup>2</sup> )	0,3	0,3	0,39	0,6
Y(m)	0,75	0,75	0,65	1,5
M (KN.m)	637,18	621,811	970,778	2642,999
N (KN)	1842,75	1892,79	1374,94	1717,25
$\sigma_A$ (KN/m <sup>2</sup> )	14638,233	14600,113	15013,984	11672,080
$\sigma_B$ (KN/m <sup>2</sup> )	-2353,233	-1981,513	-7963,010	-5947,913
N.S	SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)	0,21	0,18	0,45	1,01
T (KN)	48,89	35,52	538,14	602,34
A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,22	0,89	13,45	15,06
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,83	0,72	2,70	4,05
A <sub>min RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,50	4,50	5,85	9,00
A <sub>s max</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>4.50</b>	<b>4.50</b>	<b>13.45</b>	<b>15.06</b>
A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /face)	<b>6 T10</b> + <b>4 T10</b>	<b>6 T10</b> + <b>4 T10</b>	<b>10 T14</b> + <b>1 T10</b>	<b>22 T10</b> + <b>4 T10</b>
S <sub>tc</sub> (cm)	20	20	20	20
S <sub>ta</sub> (cm)	10	10	10	10

Tableau 28: Résumé des résultats de ferraillage vertical des voile d'ascenseur

a. Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Vasc1	250.16	200	1500	1,30	5	CV
Vasc2	242.75	200	1500	1,26	5	CV
Vasc3	384.95	300	1300	1,54	5	CV
Vasc4	612.99	200	3000	1,59	5	CV

Tableau 29: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles d'ascenseur

V.3.6.2. Calcul de ferraillage horizontal :

Voiles	$\tau$ (MPa)	$S_t$ (mm)	b (mm)	L (mm)	$f_e$ (MPa)	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
Vasc1	1,30	200	200	1500	400	1,44	7,5	2,5	5T8=2.51
Vasc2	1,26	200	200	1500	400	1,40	7,5	2,5	5T8=2.51
Vasc3	1,54	200	300	1300	400	2.56	9,75	3,75	8T8 = 4.02
Vasc4	1.59	200	200	3000	400	1,77	15	2,5	5T8=2.51

Tableau 30: Ferraillage horizontal des voiles d'ascenseur

V.3.6.3. Schéma de ferraillage :

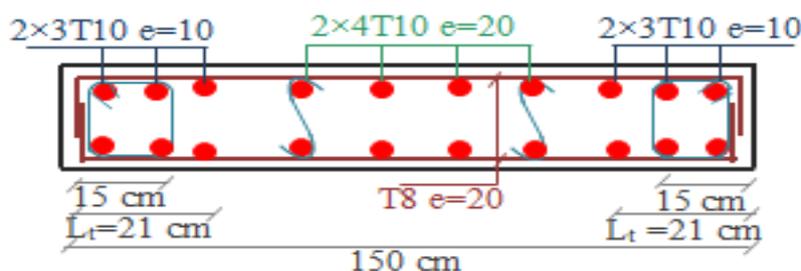


Figure 14: Ferraillage du voile Vasc1

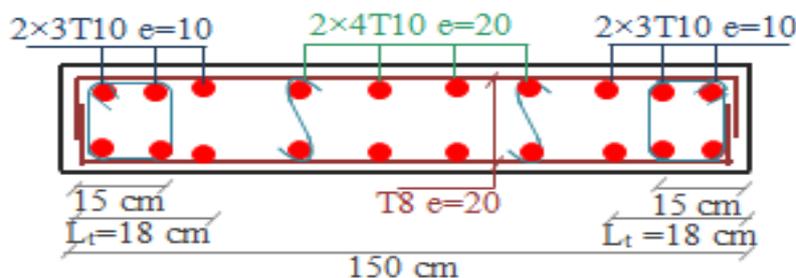


Figure 15: Ferraillage du voile Vasc2

# Ferraillage des éléments porteurs

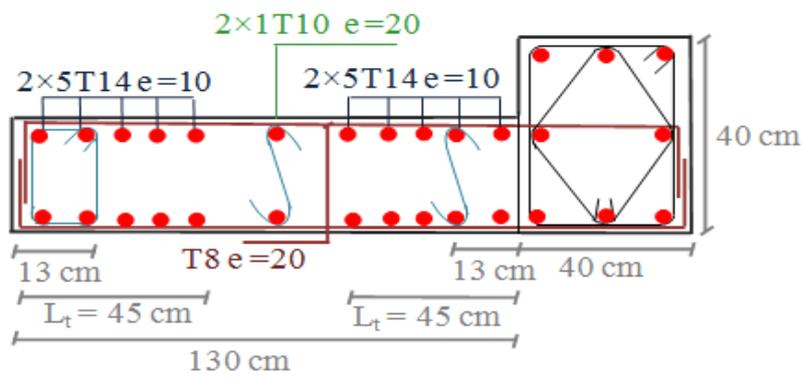


Figure 16: Ferraillage du voile Vasc3

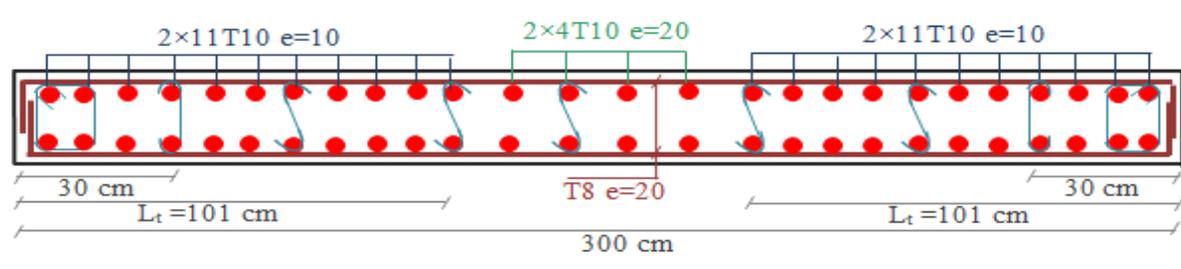


Figure 17: Ferraillage du voile Vasc4

### V.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudiées les différents éléments principaux qui assurent le contreventement de la structure (les poteaux, les poutres et les voiles).

Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est celui donnée par le **RPA99/Version 2003**. Il est noté que le ferrailage minimum de **RPA** est souvent plus important que celui de logiciel utilisé.

Les poutres et les voiles ont été ferrailés en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS**.

Le ferrailage adopté a respecté les recommandations de **RPA99/Version 2003** et de **BAEL91**.



***Chapitre VI :***

***Etude de l'infrastructure***

## VI.1. Introduction :

L'infrastructure d'une construction est constituée par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure au sol ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans ce chapitre la en va calcules les deux éléments de l'infrastructure : les fondations et les voiles périphériques.

## VI.2. Calcul des fondations :

### VI.2.1. Définition :

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. On distingue deux types essentiels des fondations :

- fondation superficielle contient : semelles isolées, filantes, radiers.
- Semi profondes comme les puits et profondes comme les pieux.

### VI.2.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.
- Solution économique et facilitée de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

Notre ouvrage étant réalisé en structure mixte (voiles et portiques), avec un taux de travail admissible du sol d'assise qu'est égale à **2 bars**, il y a lieu de projeter a priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles **isolent** sous poteaux.

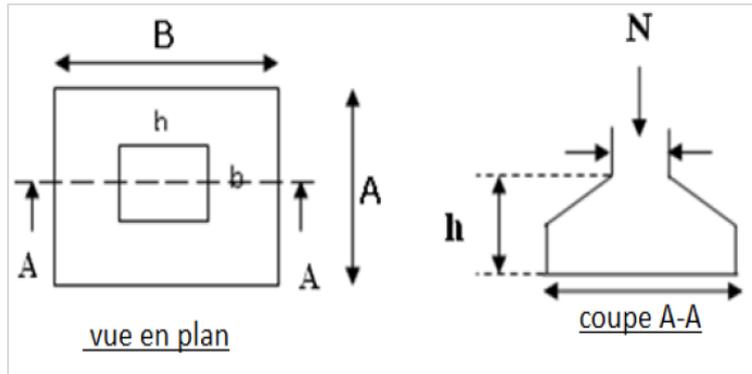


Figure 1: Semelle isolé

- Des semelles **filantes** sous voile.

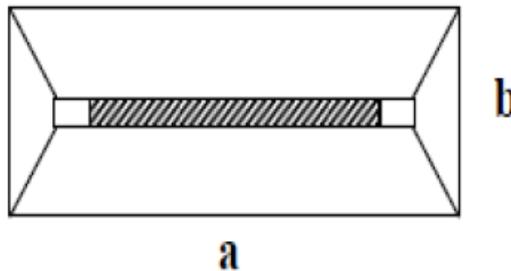


Figure 2: Semelle filante

- Un **radier** général.

On doit vérifier la condition suivant :  $\frac{S_{tot}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Avec :  $S_{tot} = S_{semelle\ isolée} + S_{semelle\ filante}$

La surface du la semelle sera déterminer par condition :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{adm} \Rightarrow S_{Semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

Avec :

$\sigma_{adm}$ : Contrainte du sol.

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué sur la fondation calcule par la combinaison ELS.

### VI.2.2.1. Semelle isolée :

On regroupe les résultats obtenus par l'**ETABS** dans le tableau suivant :

Point	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	Point	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )
1	701,99	3,50995	24	3118,47	15,59235
2	699,6	3,498	25	1987,44	9,9372
3	866,49	4,33245	26	970,66	4,8533
4	892,28	4,4614	27	2791,84	13,9592
5	2219,99	11,09995	28	2594	12,97
6	854,34	4,2717	29	2419,17	12,09585
7	873,72	4,3686	30	2591,89	12,95945
8	896,49	4,48245	31	2793,39	13,96695
9	899,06	4,4953	32	2253,72	11,2686
10	1622,69	8,11345	33	1945	9,725
11	928,3	4,6415	34	3047,34	15,2367
12	1497,94	7,4897	35	2910,81	14,55405
13	1560,32	7,8016	36	3052,56	15,2628
14	3494,43	17,47215	37	1944,09	9,72045
15	1847	9,235	38	2215,84	11,0792
16	2341	11,705	39	1966,08	9,8304
17	1837,31	9,18655	40	3923,35	19,61675
18	3493,53	17,46765	41	2095,08	10,4754
19	1569,71	7,84855	42	2569,78	12,8489
20	2245,71	11,22855	43	2088,05	10,44025
21	1981,61	9,90805	44	1975,16	9,8758
22	3113,94	15,5697	45	3930,53	19,65265
23	2985,39	14,92695	<b>Totale</b>	<b>94607,09</b>	<b>473,035</b>

Tableau 1: Les surfaces des semelles isolées

**VI.2.2.2. Semelle filante :**

On regroupe les résultats obtenus par l'ETABS dans le tableau suivant :

Voile	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	Voile	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )
VX1	2299,05	11,49525	VY4	1098,03	5,49015
VX2	2643,15	13,21575	VY5	2256,53	11,28265
VX3	2302,35	11,51175	VY6	2249,48	11,2474
VX4	2635,73	13,17865	VY7	2347,03	11,73515
VX5	1755,14	8,7757	VY8	2350,07	11,75035
VX6	1717,31	8,58655	Vasc1	845,07	4,22535
VX7	1775,25	8,87625	Vasc2	911,54	4,5577
VX8	1738,08	8,6904	Vasc3	1307,25	6,53625
VX9	1396,26	6,9813	Vasc4	1724,31	8,62155
VX10	2589,05	12,94525	Vasc5	900,56	4,5028
VY1	911,56	4,5578	Vasc6	981,17	4,90585
VY2	910,57	4,55285	Vasc7	1444,43	7,22215
VY3	1097,28	5,4864	Vasc8	1889,11	9,44555
<b>Totale</b>				<b>44075,36</b>	<b>220,377</b>

**Tableau 2: Les surfaces des semelles**

**Donc :  $S_{tot} = 473.035 + 220.377 = 693.412 \text{ m}^2$**

$$S_{bat} = 41.65 \times 21.25 = 885.062 \text{ m}^2$$

$\Rightarrow \frac{693.412}{885.062} = 78.34 \% > 50\% \Rightarrow$  La surface totale des semelles occupent plus de 50 de la surface d'emprise de l'ouvrage on est donc amené a opté le radier général.

### VI.2.3. Calcul de radier général :

#### VI.2.3.1. Définition :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide). Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de surface de la semelle minimise.
- La pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.

- o La facilité d'exécution

### VI.2.3.2. Pré dimensionnement du radier :

#### a. Epaisseur de la dalle :

##### 1) Condition de forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :  $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

On a :  $L_{\max} = 530$  cm. (la plus grande portée entre deux éléments de contreventement)

Donc :  $h_r > 26.5$  cm

Avec :  $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_r = 70$  cm

#### b. Nervure :

##### 1) La hauteur de la nervure :

##### Condition forfaitaire :

La hauteur de la nervure doit satisfaire les deux conditions suivantes :  $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Donc :  $h_n > 53$  cm

Avec :  $50 \text{ cm} \leq h_n \leq 150 \text{ cm}$ .

On prend :  $h_n = 120$  cm.

##### Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}; \text{ Avec :}$$

**E** : Module d'élasticité du béton :  $E = 3.21 \times 10^7$  KN/m<sup>3</sup>

**K** : Coefficient de la raideur du sol moyen :  $K = 40000$  KN/m<sup>3</sup>

**I** : inertie de la section du nervure :  $I = \frac{b \times h_n^3}{12}$

b = Largeur de radier, on prend une bonde de 1m :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 5.3}{3.21 \times 10^7 \times \pi^4}} = 78.9 \text{ cm}$$

Finalement on a adopté :  $h_n = 1.2\text{m}$  et  $b = 0.65\text{ m}$

### VI.2.3.3. Vérification de la condition de résistance au cisaillement :

D'après C.B.A93 [Art A5.1.2.1], la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

On a :  $N_u = 164834.19 \text{ KN}$

$$q_u = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{S_{\text{bat}}} = \frac{164834.19}{885.062} = 186.240 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_{\text{max}}}{2} = \frac{186.240 \times 5.3}{2} = 493.536 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{493.536 \times 10^3}{650 \times (0.9 \times 1.2 \times 10^3)} = 0.70 \text{ MPa} < \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

### VI.2.3.4. Calcul la surface du radier :

On a:  $D \geq \max \left[ \frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm} \right] = 35 \text{ cm} \Rightarrow D = 40 \text{ cm}$

La surface du radier:

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D \times [ 2 ( L_x + L_y ) ] = 885.062 + 0.4 \times [ 2(41.65 + 21.25) ] = 935.382 \text{ m}^2$$

#### a. La surface minimale du radier :

La surface minimale du radier sera déterminée par condition suivant :

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{adm}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$N = (N_{\text{bat}} + N_{\text{rad}})$$

$$N_{\text{bat}} = 119022.49 \text{ KN}$$

$$N_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times h_r \times 25 = 935.382 \times 0.7 \times 25 = 16369.18 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } \frac{135391.67}{200} = 676.958 \text{ m}^2 < 935.382 \text{ m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

⇒ La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

### VI.2.3.5. Vérification du poinçonnement :

D'après CBA.93 [Art A.5.2.4.2], on va vérifier la résistance du radier au Poinçonnement par l'effort tranchant comme suit :  $N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$N_u$  : la charge de calcul vis -à-vis de l'état limite ultime.

$h$  : l'épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a' + b') \Rightarrow a' = a + h_n \quad \text{et} \quad b' = b + h_n \Rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h_n)$$

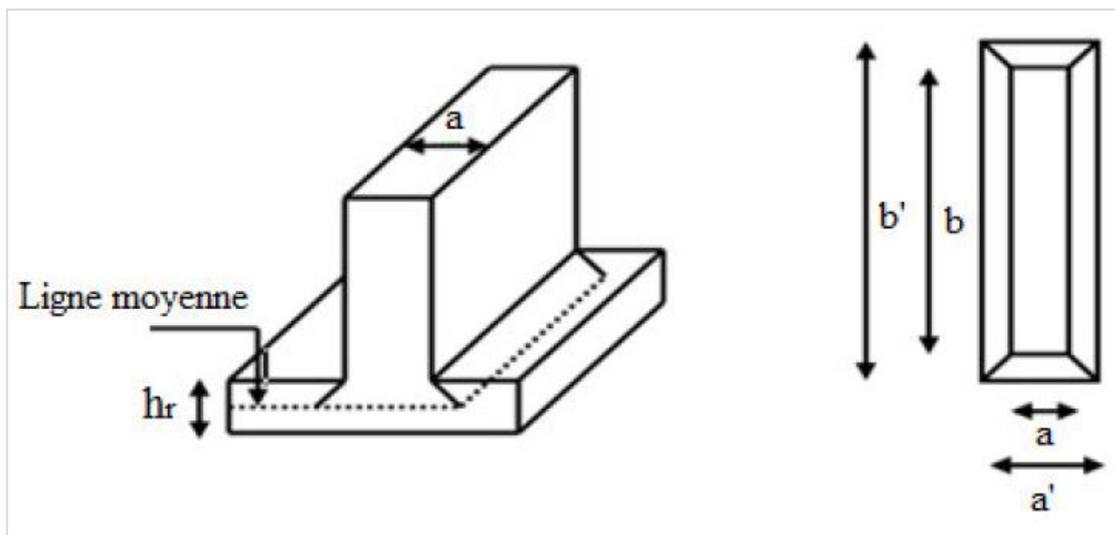


Figure 3 : Schéma du radier nervuré

#### a. pour les poteaux :

$$N_u = 4152.86 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2(0.65 + 0.65 + 2 \times 1.2) = 7.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 7.4 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6660 \text{ KN} > 4152.86 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

#### b. pour les voiles :

Le voile le plus sollicité de longueur 3.7 m et  $N_u = 3649.68 \text{ KN}$

$$\text{Pour une bande de 1 ml : } N_u / \text{ml} = 3649.68 / 3.7 = 986.40 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_n) = 2(5 + 0.3 + 2 \times 1.2) = 15.4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 15.4 \times 1.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 13860 \text{ KN} > 986.40 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

### VI.2.3.6. Caractéristiques géométriques du radier :

À partir de **SOCOTEC** on obtient les résultats suivants :

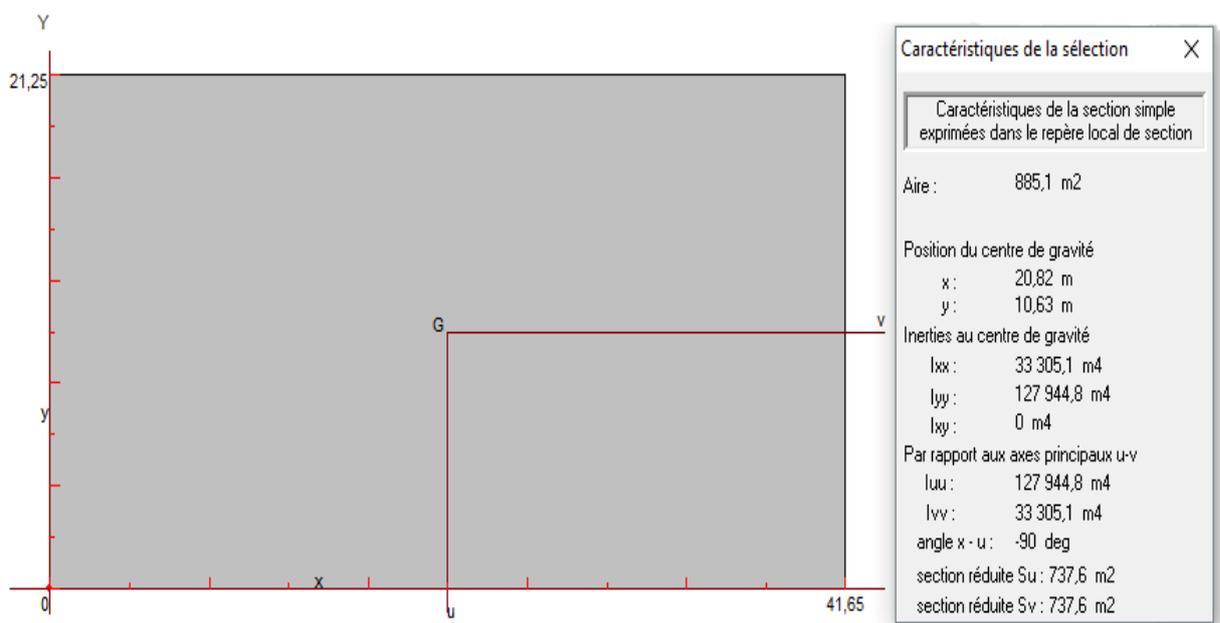


Figure 4: Schéma du Radier sous SOCOTEC

Les inerties du radier :  $I_{xx} = 33305.10 \text{ cm}^4$

$$I_{yy} = 127944.80 \text{ cm}^4$$

Centre de gravité du radier (infrastructure) :  $X_G = 20.82 \text{ m}$

$$Y_G = 10.63 \text{ m}$$

Centre des masses du bâtiment (superstructure), selon **ETABS** :  $X_m = 20.134$

$$Y_m = 10 \text{ m}$$

Les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :  $e_x = 0.686 \text{ m}$

$$e_y = 0.63 \text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

### VI.2.3.7. Vérification de la stabilité du radier :

#### a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{Rad}}$$

$$\frac{N_t}{S_{Rad}} = \frac{135391.67}{935.382} = 144.74 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

#### b. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0.8 G ± E :

D'après RPA99/Version 2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$  sous la combinaison :

#### 0.8 G ± E

Les résultats obtenus sont donnée dans le tableau suivant :

M (KN.m)	N (KN)	e (m)	L/4 (m)	Vérification
214369.691	78035.80	2.75	10.41	CV
245288.60	77899.14	3.15	5.31	CV

**Tableau 3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G ± E**

#### 1) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2 ; \text{ Avec :}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times v$$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau suivant :

Sens	N (KN)	S (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	I (m <sup>2</sup> )	v (m)	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> ≤ σ <sub>adm</sub>
X-X	78035.80	885.10	214369.691	33305.1	20.825	222.21	- 45.87	155.19	CV
Y-Y	77899.14	885.10	245288.60	127944.8	10.625	108.38	67.64	98.20	CV

**Tableau 4: Calcul des contraintes**

On a dans les deux sens :  $\sigma_m < \sigma_{adm}$  , donc le non renversement est vérifié.

**c. Vérification de la compression sous la combinaison G + Q ± E :**

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{Rad}} + \frac{M}{I} \times v \leq 1.5 \times \sigma_{adm}$$

Sens	N (KN)	S <sub>Rad</sub> (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	Vérification σ <sub>m</sub> ≤ 1.5σ <sub>adm</sub>
X-X	124938.34	935.382	220157.179	230.24	36.90	181.90	CV
Y-Y	124801.67	935.382	260751.179	155.08	111.77	144.25	CV

**Tableau 5: Vérification de la compression sous la combinaison G + Q ± E**

On a :  $\sigma_m < 1.5 \sigma_{adm}$  , donc la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens (X et Y)

**VI.2.3.8. Ferrailage du Radier :**

**a. Etude de la dalle de Radier :**

**1) La combinaison des charges :**

$$ELU : q_u = 1.35 \left( \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1.35 \times \left( \frac{16369.18}{935.382} - 200 \right) = 246.375 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_{ser} = \frac{G_{Rad}}{S_{Rad}} - \sigma_{sol} = \frac{16369.18}{935.382} - 200 = 182.50 \text{ KN/ml}$$

**2) Calcul des sollicitations :**

On va étudier le panneau le plus sollicité de dimension :  $L_x = 5\text{m}$  ;  $L_y = 5.3\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.3} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{donc la dalle portant dans les deux sens.}$$

☒ Les moments sont calculés par les formules :

**Le moment isostatique :**  $M_{0x} = \mu_x q L_x^2$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de **BAEL 91**.

**Le moment en travée :**  $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

**Le moment sur appui :**  $M_{ax} = 0.5 M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.5 M_{0y}$

Donc les résultats des sollicitations obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Combinaison	Sens	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	q (KN/ml)	$M_0$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)
ELU	X-X	0.94	0.0419	0.8661	246.375	258.078	219.366	129.039
	Y-Y	0.94	0.0419	0.8661	246.375	223.521	189.993	111.760
ELS	X-X	0.94	0.0491	0.9087	182.50	224.018	190.415	112.009
	Y-Y	0.94	0.0491	0.9087	182.50	203.565	173.030	101.782

**Tableau 6: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS**

**3) Calcul des armatures à l'ELU :**

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Sens	Section	$M_u$ (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
X-X	En travée	219.366	1	0.67	0.034	0.043	65.84	9.57	7.6	<b>6T16 = 12.06</b>
	Sur appui	129.039	1	0.67	0.020	0.025	66.33	5.59	7.6	<b>6T16 = 12.06</b>
Y-Y	En travée	189.993	1	0.67	0.029	0.036	66.03	8.26	7.6	<b>6T16 = 12.06</b>
	Sur appui	111.760	1	0.67	0.017	0.021	66.43	4.83	7.6	<b>6T16 = 12.06</b>

**Tableau 7: Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELU**

☒ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (3 \times h ; 33 \text{ cm}) = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

**En travée :**  $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

**Sur appui :**  $S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

**4) Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$

☒ **La position de l'axe neutre :**

$$b y^2 + 30 (A_s + d' A'_s) y - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$$

☒ **Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

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

☒ **Calcul des contraintes :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
X-X	En travée	190.415	12.06	13.86	599586.21	0.03	4.15	239.13	<b>CV</b>	<b>CNV</b>
	Sur appui	112.009	12.06	13.86	599586.21	0.01	1.38	79.71	<b>CV</b>	<b>CV</b>
Y-Y	En travée	173.030	12.06	13.86	599586.21	0.02	2.77	159.42	<b>CV</b>	<b>CV</b>
	Sur appui	101.782	12.06	13.86	599586.21	0.01	1.38	79.71	<b>CV</b>	<b>CV</b>

**Tableau 8: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS**

✓ Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Et on vérifie que :  $\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$M_{ser}$ (KN.m)	$\mu_s$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	k	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
190.415	0.0025	0.9173	18.78	45.53	3.62	CV	6T20 = 18.85	15

Tableau 9 : Résultats de ferrailage de la dalle à l'ELS

b. Etude de débord du Radier :

On calcule le débord du Radier comme un console de longueur :  $L = 40$  cm

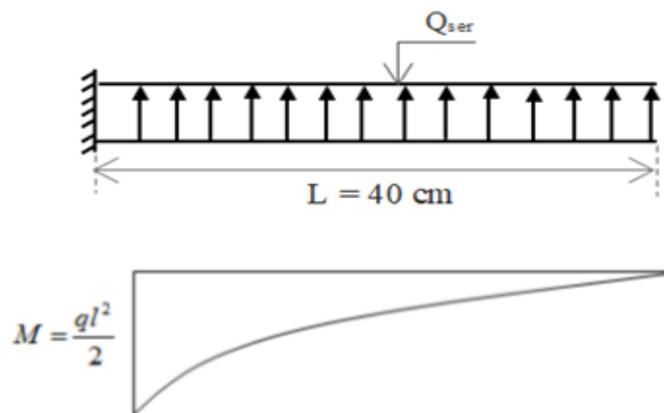


Figure 5: Schéma de débord du Radier

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 m, avec une hauteur de :  $h = 0.7$  m

Le moment max est donné par la formule :  $M_{max} = \frac{Q \times L^2}{2}$

$$Q_{ser} = 182.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow M_{max} = \frac{182.5 \times (0.40)^2}{2} = 14.60 \text{ KN.m}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = 164.97$  MPa

La contrainte admissible du béton est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 164.97} = 0.57$$

$$Z_b = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 63 \times \left(1 - \frac{0.57}{3}\right) = 51.03 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times \alpha \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 1374.36 \text{ KN.m}$$

On a :  $M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow$  Section simplement armé

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{14.60 \times 10^5}{51.03 \times 164.97 \times 10^2} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser} ; A_{s \min}) = 7.6 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

**Les armatures de répartition :**

$$A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

☒ **Schéma de ferrailage :**

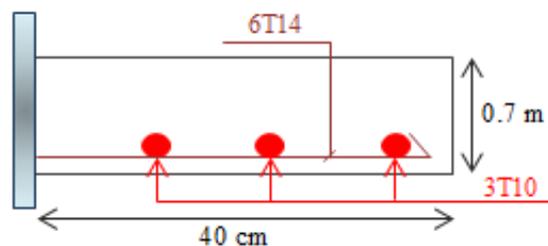


Figure 6: Schéma de ferrailage du débord de radier

**c. Etude des nervures :**

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 12.2.0** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

**1) Présentation du logiciel SAFE 16.0.1 :**

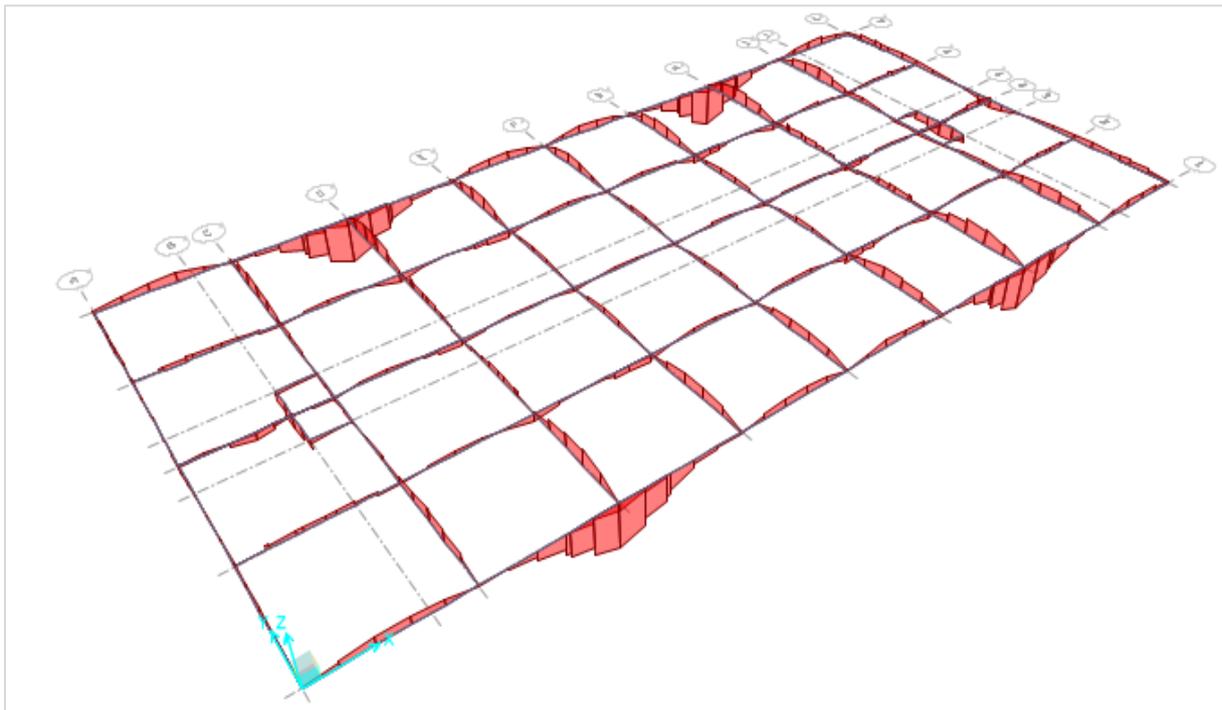
**SAFE** est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension,

l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

## 2) Démarches de modélisation de notre Radier :

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

- ☒ Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
- ☒ Importer la base sur **SAFE**.
- ☒ Définition du matériau.
- ☒ Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
- ☒ Modélisation du radier et des nervures.
- ☒ Définition de la raideur moyenne du sol.
- ☒ Analyse et exploitation des résultats.



**Figure 7: Diagrammes des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 12**

3) Ferrailage longitudinale :

☒ Calcul des armatures à l'ELU :

Sens	Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	μ <sub>bu</sub>	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
(X-X) et (Y-Y)	En travée	1411.183	0.65	1.17	0.112	0.148	110.07	36.84	9.18	8T25 = 39.27
	Sur appui	725.587	0.65	1.17	0.057	0.073	113.58	18.35	9.18	4T25 = 19.64

Tableau 10: Résultats de ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

☒ Vérification à l'ELS :

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
(X-X) et (Y-Y)	En travée	884.187	39.27	37.87	4865103.32	0.01	3.78	118.69	CV	CV
	Sur appui	529.519	19.64	28.34	2808895.77	0.01	2.83	132.99	CV	CV

Tableau 11: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS

☒ Vérification de la contrainte tangentielle :

Selon BAEL91, il faut vérifier que : τ<sub>u</sub> ≤ τ̄<sub>u</sub>

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1334.006 \times 10^3}{650 \times 1170} = 1.75 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est très préjudiciable : τ̄<sub>u</sub> = min (  $\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}$  ; 4 MPa ) = 2.5 MPa

Donc : τ<sub>u</sub> = 1.75 MPa < τ̄<sub>u</sub> = 2.5 MPa ..... (CV)

☒ Calcul les armatures de peau :

$$A_p = 0.1 \% b \times h = 0.1 \% \times 65 \times 120 = 7.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 = 9.24 cm<sup>2</sup>

☒ Les armatures transversales :

✓ Espacement :

D'après RPA99/Version 2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right) = \min (30 ; 30) = 30 \text{ cm}$$

On adopte :

$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow$  Dans les zones courantes.

$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  Dans les zones nodales.

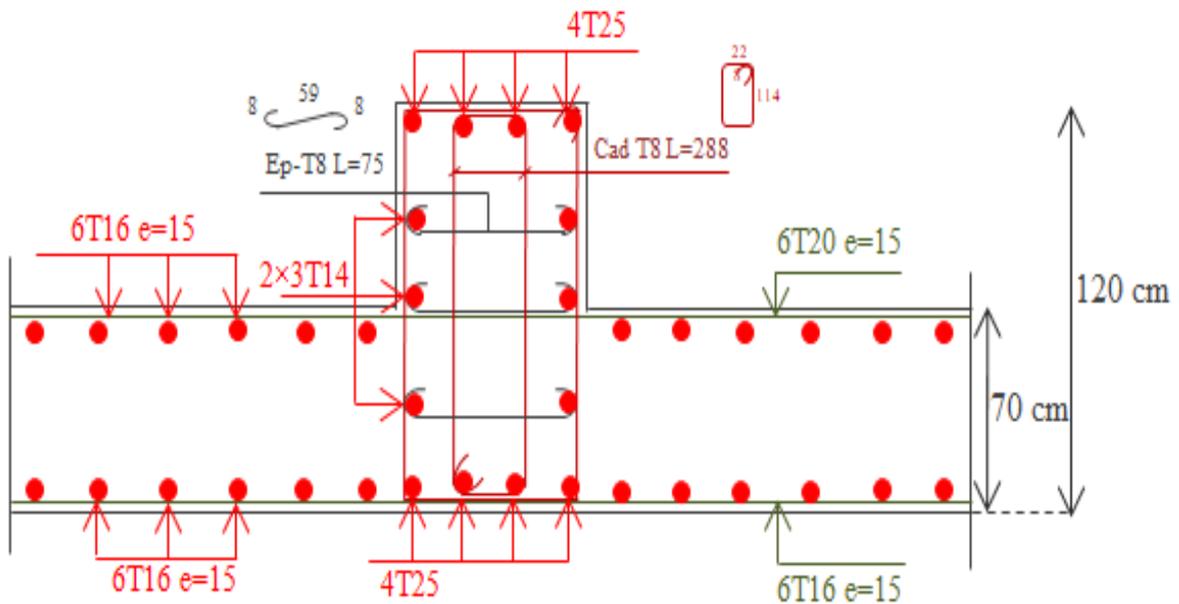
✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Selon **CBA** :  $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times 65 \times 10}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$

Selon **RPA99/Version 2003** :  $A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2$

Donc, on adopte : **4 cadres de Ø8**

**d. Schéma de ferrailage :**



**Figure 8: Ferrailage des nervures : sur appuis**

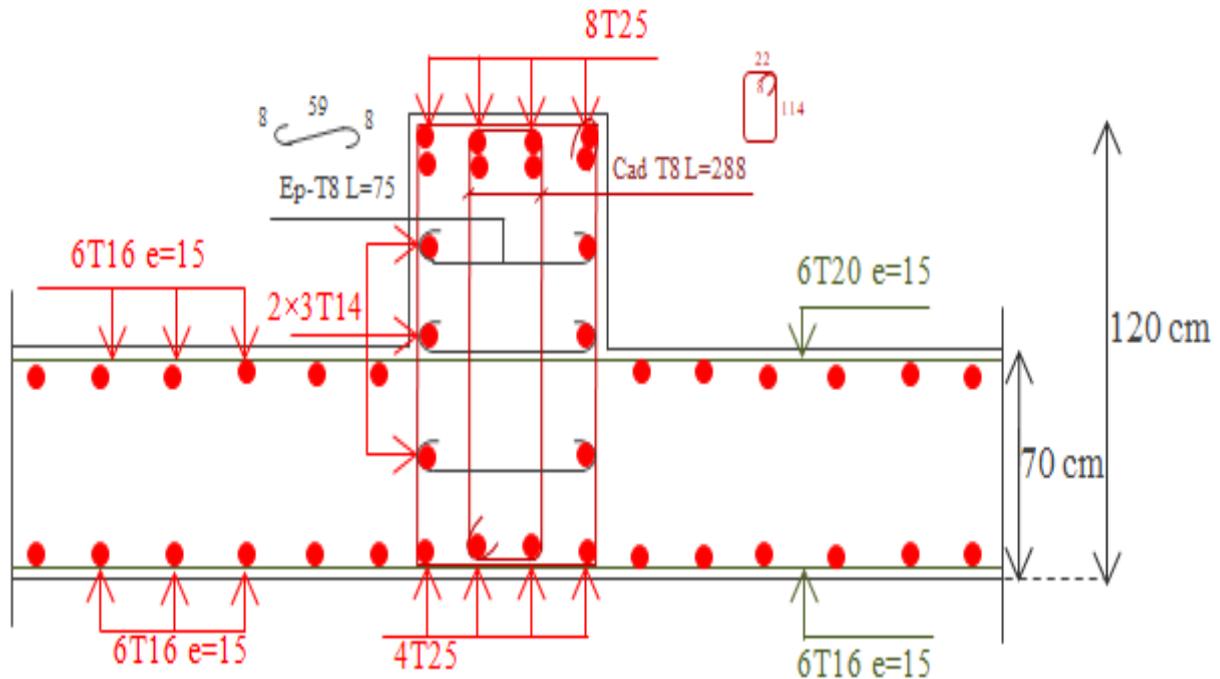


Figure 9: Ferrailage des nervures : en travée

### VI.3. Calcul des éléments de soutènement :

#### VI.3.1.Introduction :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité du l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

Selon le **RPA99/Version 2003 [Art 10.1.2]** :

Les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier,...) et le niveau de base.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section du béton dans les deux sens (horizontal et Vertical).

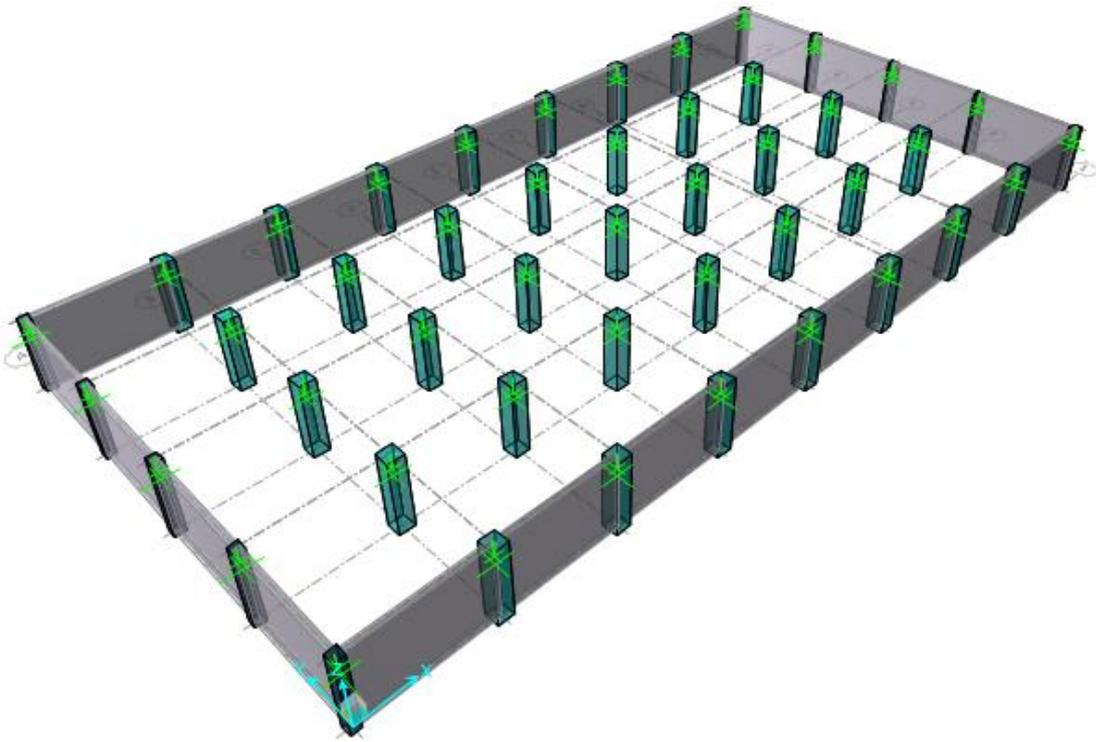


Figure 10: position des voiles périphériques

### VI.3.2. Dimensionnement du voile :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

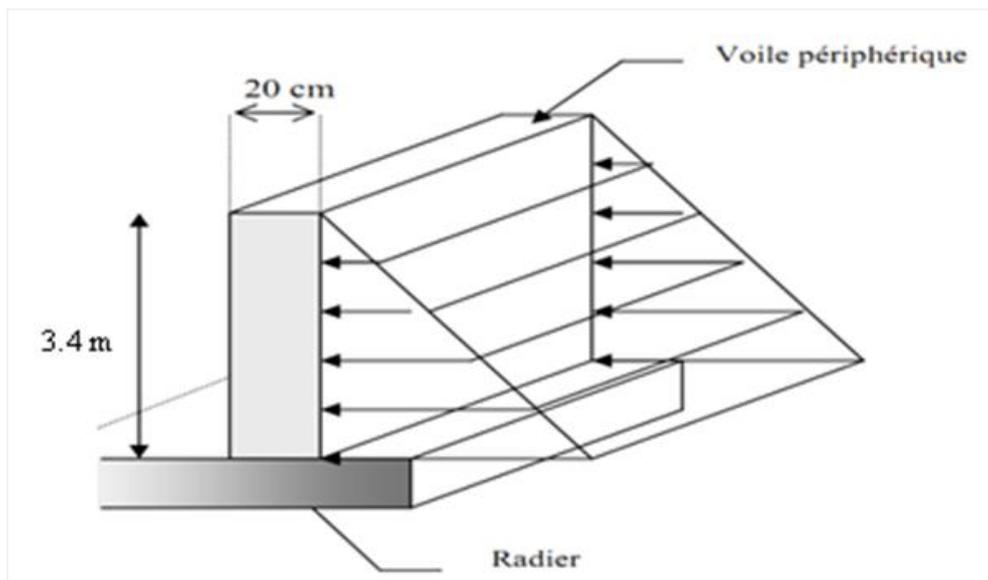


Figure 11: La poussée des terres sur voile périphérique

### VI.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol :

Cohésion du sol (Sol non cohérent) :  $C = 0$

Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$

Poids volumique du remblai :  $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$

### VI.3.4. Calcul des contraintes :

#### VI.3.4.1. La poussée des terres :

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

Le Coefficient de poussée de terre est donné par la formule :

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

#### VI.3.4.2. La poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec :  $q_u$ : Contrainte éventuelle d'exploitation, qui égale à :  $q_u = 10 \text{ KPa}$

$$\sigma_q = 0.33 \times 10 = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

### VI.3.5. Evaluation des charges :

À ELU :  $\sigma = 1.35 \sigma_h(h) + 1.5 \sigma_q$

$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\min} = 1.35 \times (0.33 \times 18.5 \times 0) + 1.5 \times 3.3 = 4.95 \text{ KN/m}^2$

$h = 3.4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\max} = 1.35 \times (0.33 \times 18.5 \times 3.4) + 1.5 \times 3.3 = 32.972 \text{ KN/m}^2$

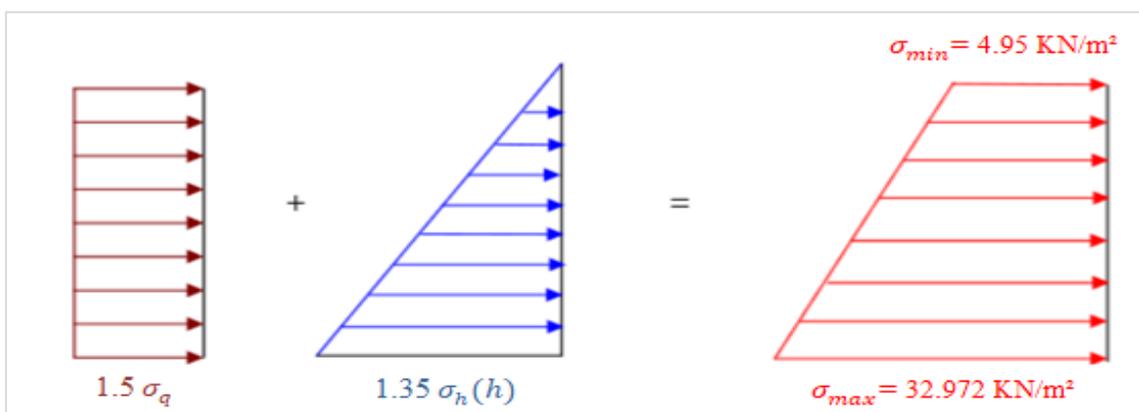


Figure 12 : Diagramme des contraintes à l'ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 32.972 + 4.95}{4} = 25.966 \text{ KN/m}^2$$

À ELS :  $\sigma = \sigma_h(h) + \sigma_q$

$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = (0.33 \times 18.5 \times 0) + 3.3 = 3.3 \text{ KN/m}^2$

$h = 3.4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = (0.33 \times 18.5 \times 3.4) + 3.3 = 24.057 \text{ KN/m}^2$

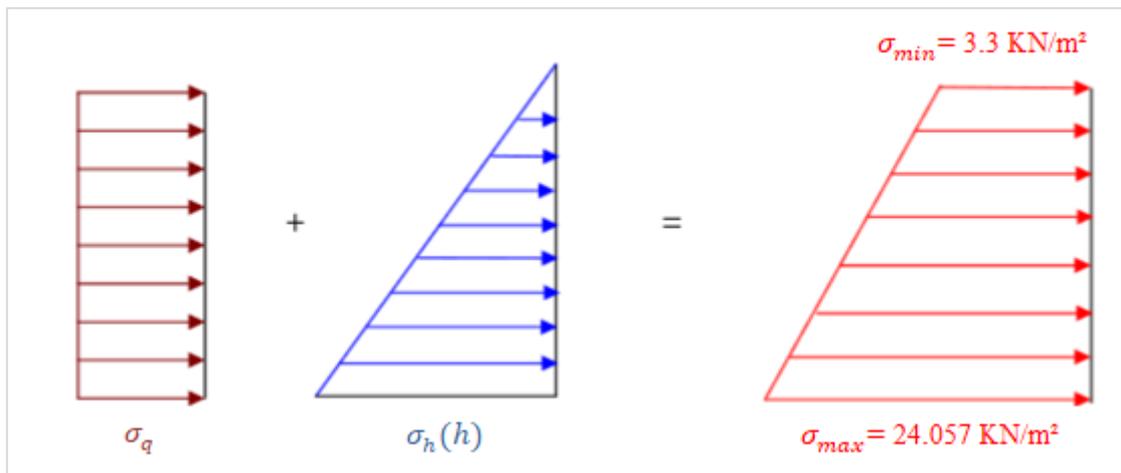


Figure 13 : Diagramme des contraintes à l'ELS

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 24.057 + 3.3}{4} = 18.868 \text{ KN/m}^2$$

### VI.3.6. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$L_x = 3.4 \text{ m}$ ,  $L_y = 5.3 \text{ m} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{5.3} = 0.64 > 0.4 \Rightarrow$  Le panneau porte sur les deux sens.

#### VI.3.6.1. Calcul des sollicitation :

Les moments sont calculs par les formules:

**Le moment isostatique :**  $M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnée par les règles de **BAEL 91**.

Les moments en travée :  $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

Les moments sur appui :  $M_{ax} = 0.5 M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0.5 M_{0y}$

Donc les résultats des sollicitations obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Combinaison	Sens	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	q ( KN/ml)	M <sub>0</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
ELU	X-X	0.64	0.0765	0.3472	25.966	22.963	19.518	11.481
	Y-Y	0.64	0.0765	0.3472	25.966	7.973	6.777	3.986
ELS	X-X	0.64	0.0819	0.5117	18.868	17.863	15.183	8.931
	Y-Y	0.64	0.0819	0.5117	18.868	9.140	7.769	4.57

**Tableau 12: Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS**

### VI.3.6.2. Calcul des armatures à ELU :

Selon **BAEL91**, Les armatures sont déterminées par les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Sens	Section	M <sub>u</sub> (KN.m)	b (m)	d (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	En travée	19.518	1	0.18	0.042	0.053	17.61	3.18	1.56	2.00	<b>5T12= 5.65</b>
	Sur appui	11.481	1	0.18	0.025	0.031	17.77	1.85	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>
Y-Y	En travée	6.777	1	0.18	0.014	0.017	17.87	1.08	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>
	Sur appui	3.986	1	0.18	0.008	0.010	17.92	0.63	1.56	2.00	<b>5T10= 3.93</b>

**Tableau 13: Résultats de ferrailage de voile périphérique à l'ELU**

### VI.3.6.3. Vérification à l'ELU :

Selon **RPA99/Version 2003 [Art 10.1.2]**, le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% de la section dans les deux sens.

$$A_{s RPA} = 0.1 \% \times b \times h = 0.1 \% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

### VI.3.6.4. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier :  $\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Comme la fissuration est très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$

☒ **La position de l'axe neutre :**

$b y^2 + 30 (A_s + d' A'_s) y - 30 (d A_s - d' A'_s) = 0 \dots\dots\dots y = ??$

☒ **Le moment d'inertie de la section homogène " I " :**

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

☒ **Calcul des contraintes :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y$   
 $\Rightarrow \sigma_{st} = 15 K (d - y)$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	la section	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	k (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub>
X-X	En travée	15.183	5.65	4.74	18451.26	0.08	3.79	159.12	CV	CV
	Sur appui	8.931	3.93	4.05	13686.15	0.06	2.43	125.55	CV	CV
Y-Y	En travée	7.769	3.93	4.05	13686.15	0.05	2.02	104.62	CV	CV
	Sur appui	4.57	3.93	4.05	13686.15	0.03	1.21	62.77	CV	CV

**Tableau 14: Résultats de vérification des contraintes à l'ELS**

### VI.3.6.5. Distributions constructives :

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t = \min [1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

L'espacement à l'extrémité est S<sub>t2</sub> le long d'une longueur égale à  $\frac{L}{10}$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$ , en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ×  $40\phi = 50 \text{ cm}$  : Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ×  $20\phi = 25 \text{ cm}$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### VI.3.6.6. Schéma de ferrailage :

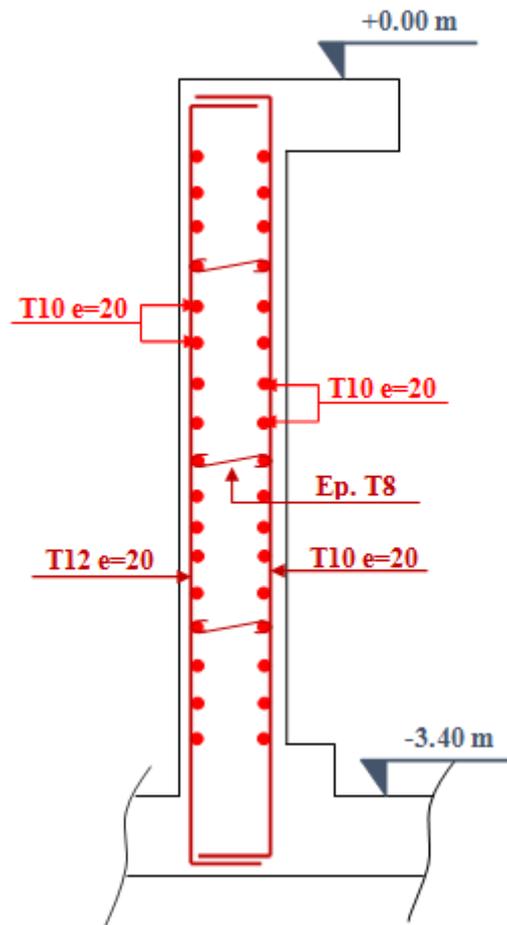


Figure 14: Ferrailage de voile périphérique

### VI.4. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure on choisit un radier général. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure.

Le voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher.



***Conclusion  
Générale***

# Conclusion Générale

---

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement, lors de la conception du bâtiment.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du **RPA99/Version 2003** s'est imposé.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le **RPA99/Versions 2003**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.
- En fin, l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases dans ce domaine, ainsi que les logiciels lui mêmes.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.



***Bibliographie***

**Règlement :**

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

**Livre :**

- Pratique du **BAEL93** ..... **JEAN PERCHAT** et **JEAN ROUX**
- C.B.A.93 ..... **Règles de conception et de calcul  
des structures en béton armé**
- Structure en Béton Armé ..... **PATRICK PAULTRE**
- Conception et calcul des structures de bâtiment ..... **HENRY THONIER**
- Mécanique des structures ..... **DELAPLACE, ARNAUD** et **GATUINGT**

**Cours :**

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

**Thèses fin d'étude :**

- Mémoires de fin d'études, université de Tlemcen.
- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

**Logiciels :**

- SAFE 16.0.1
- ETABS 9.7.0
- AUTOCAD 2011
- SOCOTEC
- WORD 2010
- EXCEL 2010



*Annexe*

## ANNEXE 1 :

### Section réelles d'armatures

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

## ANNEXE 2 :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1

### ANNEXE 3 :

## Annexe

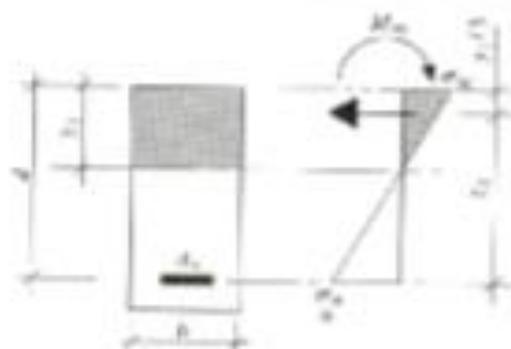
# 5

## Tableaux de calcul à l'E.L.S.

- Flexion simple – Section rectangulaire
- Aciers
- Béton

| domaine élastique  $\alpha = 15$

#### Notations



#### Contraintes de calcul

Béton  
 $\sigma_c$   
Limite réglementaire  
 $\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{ct}$

Acier  
 $\sigma_s$   
Limite réglementaire  
 $\bar{\sigma}_s$  (cf. HAEL)

#### Paramètres

$$\mu_s = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_s}$$

$$K = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

$$\mu_c = \frac{M_{ed}}{b d^2 \sigma_c}$$

$$\alpha_1 = \frac{f_t}{d}$$

$$\beta_1 = \frac{c_1}{d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$\mu_s$	K	$\mu_c$	$\alpha_1$	$\beta_1$	100 $\rho$
0,000	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0002	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0004	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0006	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0008	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0010	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0012	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0014	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0016	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0018	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0020	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0022	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0024	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0026	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0028	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0030	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0032	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0034	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0036	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0038	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0040	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0042	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0044	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0046	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0048	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0050	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0052	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0054	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0056	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0058	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0060	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0062	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0064	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0066	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0068	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0070	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0072	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0074	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0076	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0078	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0080	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0082	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0084	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0086	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0088	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0090	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0092	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0094	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0096	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000
0,0098	0,00	0,0000	0,000	1,0000	0,000

$\mu_1$	$K$	$\mu_2$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$100\rho$
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.8120	16.37	0.1887	0.460	0.8924	1.173
8.8122	16.38	0.1889	0.460	0.8923	1.180
8.8124	16.37	0.1891	0.460	0.8922	1.223
8.8126	16.35	0.1893	0.459	0.8921	1.248
8.8128	16.30	0.1895	0.458	0.8920	1.274

8.8110	17.67	0.1944	0.459	0.8976	1.299
8.8112	17.48	0.1938	0.462	0.8999	1.324
8.8114	17.23	0.1948	0.465	0.8989	1.349
8.8116	17.02	0.1974	0.468	0.8959	1.370
8.8118	16.83	0.1996	0.471	0.8929	1.408

8.8120	16.63	0.1996	0.474	0.8915	1.428
8.8122	16.44	0.2004	0.477	0.8910	1.481
8.8124	16.36	0.2016	0.480	0.8908	1.474
8.8126	16.37	0.2028	0.483	0.8901	1.802
8.8128	15.90	0.2038	0.486	0.8900	1.827

8.8130	15.72	0.2044	0.488	0.8972	1.850
8.8132	15.35	0.2053	0.491	0.8964	1.878
8.8134	15.38	0.2062	0.494	0.8958	1.884
8.8136	15.22	0.2071	0.496	0.8956	1.879
8.8138	15.17	0.2080	0.499	0.8957	1.885

8.8140	14.91	0.2088	0.501	0.8959	1.881
8.8142	14.76	0.2097	0.504	0.8950	1.707
8.8144	14.62	0.2105	0.506	0.8952	1.732
8.8146	14.47	0.2113	0.508	0.8954	1.758
8.8148	14.32	0.2121	0.511	0.8956	1.784

8.8150	14.15	0.2129	0.514	0.8957	1.810
8.8152	14.06	0.2137	0.516	0.8979	1.834
8.8154	13.95	0.2145	0.519	0.8971	1.862
8.8156	13.89	0.2152	0.521	0.8964	1.888
8.8158	13.67	0.2160	0.523	0.8956	1.914

8.8160	13.88	0.2167	0.525	0.8968	1.940
8.8162	13.42	0.2175	0.528	0.8964	1.966
8.8164	13.38	0.2182	0.530	0.8953	1.992
8.8166	13.37	0.2189	0.532	0.8956	2.018
8.8168	13.17	0.2196	0.534	0.8957	2.044

8.8170	13.96	0.2203	0.537	0.8952	2.070
8.8172	13.88	0.2210	0.539	0.8964	2.097
8.8174	13.74	0.2218	0.541	0.8957	2.123
8.8176	13.65	0.2225	0.543	0.8950	2.149
8.8178	13.51	0.2233	0.546	0.8954	2.175

8.8180	13.32	0.2234	0.547	0.8977	2.201
8.8182	13.32	0.2242	0.549	0.8979	2.227
8.8184	13.22	0.2249	0.551	0.8965	2.254
8.8186	13.13	0.2258	0.553	0.8957	2.280
8.8188	12.85	0.2262	0.555	0.8950	2.307

8.8190	11.95	0.2266	0.557	0.8964	2.333
8.8192	11.84	0.2274	0.559	0.8957	2.359
8.8194	11.75	0.2281	0.561	0.8950	2.386
8.8196	11.64	0.2289	0.563	0.8953	2.412
8.8198	11.57	0.2291	0.564	0.8955	2.438

$\mu_1$	$K$	$\mu_2$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$100\rho$
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.8200	11.49	0.2297	0.566	0.8952	2.465
8.8202	11.40	0.2305	0.568	0.8954	2.492
8.8204	11.32	0.2308	0.570	0.8950	2.518
8.8206	11.23	0.2314	0.572	0.8951	2.545
8.8208	11.15	0.2320	0.574	0.8950	2.572

8.8210	11.07	0.2325	0.575	0.8960	2.598
8.8212	10.99	0.2330	0.577	0.8974	2.625
8.8214	10.91	0.2334	0.579	0.8971	2.652
8.8216	10.84	0.2341	0.581	0.8968	2.679
8.8218	10.74	0.2344	0.582	0.8967	2.705

8.8220	10.45	0.2351	0.584	0.8964	2.732
8.8222	10.41	0.2356	0.586	0.8948	2.759
8.8224	10.34	0.2361	0.587	0.8942	2.785
8.8226	10.27	0.2366	0.589	0.8937	2.812
8.8228	10.20	0.2371	0.591	0.8932	2.839

8.8230	10.32	0.2376	0.592	0.8926	2.865
8.8232	10.26	0.2381	0.594	0.8921	2.892
8.8234	10.22	0.2386	0.595	0.8916	2.919
8.8236	10.13	0.2391	0.597	0.8910	2.946
8.8238	10.05	0.2395	0.598	0.8908	2.973

8.8240	10.00	0.2400	0.600	0.8900	3.000
8.8242	9.94	0.2405	0.602	0.7995	3.027
8.8244	9.87	0.2409	0.603	0.7990	3.054
8.8246	9.80	0.2414	0.605	0.7985	3.081
8.8248	9.73	0.2418	0.606	0.7980	3.108

8.8250	9.69	0.2422	0.608	0.7973	3.135
8.8252	9.65	0.2427	0.609	0.7970	3.162
8.8254	9.57	0.2431	0.610	0.7965	3.209
8.8256	9.51	0.2435	0.612	0.7960	3.214
8.8258	9.46	0.2440	0.613	0.7952	3.242

8.8260	9.40	0.2444	0.615	0.7950	3.270
8.8262	9.36	0.2449	0.616	0.7946	3.297
8.8264	9.29	0.2452	0.617	0.7941	3.324
8.8266	9.25	0.2456	0.619	0.7937	3.351
8.8268	9.18	0.2460	0.620	0.7932	3.379

8.8270	9.13	0.2464	0.622	0.7928	3.406
8.8272	9.07	0.2468	0.623	0.7923	3.433
8.8274	9.02	0.2472	0.624	0.7919	3.460
8.8276	8.97	0.2476	0.625	0.7914	3.487
8.8278	8.92	0.2480	0.627	0.7910	3.515

8.8280	8.87	0.2484	0.628	0.7905	3.542
8.8282	8.85	0.2488	0.629	0.7901	3.569
8.8284	8.77	0.2491	0.631	0.7907	3.596
8.8286	8.72	0.2495	0.632	0.7902	3.624
8.8288	8.68	0.2499	0.634	0.7900	3.651

8.8290	8.63	0.2502	0.635	0.7894	3.678
8.8292	8.58	0.2506	0.636	0.7890	3.706
8.8294	8.54	0.2510	0.637	0.7885	3.733
8.8296	8.49	0.2513	0.639	0.7882	3.760
8.8298	8.45	0.2517	0.640	0.7887	3.788

$\mu_1$	$K$	$\mu_2$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$100\rho$
---------	-----	---------	------------	-----------	-----------

8.8300	8.40	0.2520	0.641	0.7882	3.815
8.8302	8.36	0.2524	0.642	0.7889	3.842
8.8304	8.31	0.2527	0.643	0.7885	3.870
8.8306	8.27	0.2531	0.645	0.7881	3.897
8.8308	8.23	0.2534	0.646	0.7887	3.925

8.8310	8.18	0.2537	0.647	0.7882	3.952
8.8312	8.14	0.2541	0.648	0.7880	3.980
8.8314	8.10	0.2544	0.649	0.7881	4.007
8.8316	8.06	0.2547	0.650	0.7882	4.035
8.8318	8.02	0.2550	0.652	0.7880	4.062

8.8320	7.98	0.2554	0.653	0.7884	4.090
8.8322	7.94	0.2557	0.654	0.7882	4.117
8.8324	7.90	0.2561	0.655	0.7887	4.145
8.8326	7.86	0.2564	0.656	0.7882	4.172
8.8328	7.82	0.2568	0.657	0.7889	4.200

8.8330	7.79	0.2569	0.658	0.7886	4.228
8.8332	7.75	0.2572	0.659	0.7882	4.255
8.8334	7.71	0.2575	0.660	0.7880	4.283
8.8336	7.67	0.2578	0.662	0.7885	4.311
8.8338	7.64	0.2581	0.663	0.7881	4.338

8.8340	7.60	0.2585	0.664	0.7888	4.366
8.8342	7.56	0.2587	0.665	0.7884	4.394
8.8344	7.52	0.2590	0.666	0.7881	4.422
8.8346	7.49	0.2593	0.667	0.7877	4.450
8.8348	7.46	0.2596	0.668	0.7874	4.478

8.8350	7.42	0.2599	0.669	0.7878	4.506
8.8352	7.39	0.2602	0.670	0.7872	4.534
8.8354	7.35	0.2604	0.671	0.7864	4.562
8.8356	7.32	0.2607	0.672	0.7860	4.590
8.8358	7.29	0.2610	0.673	0.7857	4.618

8.8360	7.26	0.2613	0.674	0.7854	4.646
8.8362	7.22	0.2615	0.675	0.7850	4.674
8.8364	7.19	0.2618	0.676	0.7847	4.699
8.8366	7.16	0.2621	0.677	0.7844	4.726
8.8368	7.13	0.2623	0.678	0.7840	4.754

8.8370	7.10	0.2626	0.679	0.7837	4.782
8.8372	7.07	0.2627	0.680	0.7834	4.810
8.8374	7.04	0.2631	0.681	0.7831	4.838
8.8376	7.00	0.2634	0.682	0.7828	4.866
8.8378	6.97	0.2636	0.683	0.7825	4.894

8.8380	6.94	0.2637	0.684	0.7822	4.921
8.8382	6.91	0.2640	0.684	0.7818	4.949
8.8384	6.88	0.2644	0.685	0.7813	4.977
8.8386	6.86	0.2646	0.686	0.7812	5.005
8.8388	6.83	0.2648	0.687	0.7809	5.033

8.8390	6.80	0.2651	0.688	0.7806	5.061
8.8392	6.77	0.2654	0.689	0.7802	5.089
8.8394	6.74	0.2656	0.690	0.7800	5.117
8.8396	6.71	0.2659	0.691	0.7800	5.145
8.8398	6.67	0.2661	0.692	0.7801	5.173