



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
جامعة سعد دحلب-البليدة-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية العلوم الهندسية-دائرة الهندسة المدنية  
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE  
PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
OPTION : Structures Réparation et Cout de Construction

## Thème

# *Conception et Calcul Parasismique d'une Structure avec Sous Sol+RDC+ 9 étages Contreventé par des Voiles et Portique en Béton Armé*

**Présenté par :**

☞ Mlle. LIZLI HAFIDHA.

☞ Mlle. SELLAM MOUNA.

**Encadré par :**

promotrice : Mme BOULKHIOUT.M

Co-promotrice : Mme CHERFA.C

**Session: 2014/2015**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Sommaire

- ❖ Remerciement
- ❖ Dédicace
- ❖ Résumé
- ❖ Notations
- ❖ Listes des figures
- ❖ Liste des tableaux.

- ❖ Introduction générale.

## CHAPITRE I: présentation de l'ouvrage.

I.1 Introduction .....	1
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	2
I.3. Classification de l'ouvrage selon RPA 99.....	4
I.4. conception de la structure .....	4

## CHAPITRE II : caractéristiques des matériaux.

II. Introduction .....	7
II.1 béton .....	7
II.2. acier .....	13
II.3 béton armé .....	15
II.4 hypothèses de calcul .....	17

## CHAPITRE III: PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE.

III.1. Introduction.....	19
III.2. pré dimensionnement .....	19
III.3. évaluation des charges et sur charges .....	21
III.4. Pré dimensionnement des poutres .....	24
III.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	26
III.6. Pré dimensionnement des voiles .....	45

## **CHAPITRE IV: ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.**

IV.1. Etude des planchers à corps creux .....	48
IV.2. ferrailages de la dalle de compression .....	66
IV.3 Etude de plancher dalle pleine .....	67
IV.4 balcons .....	73
IV.5. L'acrotère.....	81
IV.6 escaliers.....	88

## **CHAPITRE V: ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE.**

V.1. Introduction.....	101
V.2. Étude dynamique.....	101
V.3. Modélisation de la structure.....	103
V.4. Étude sismique.....	104
V.5. Résultats de l'analyse .....	110
V.6. justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	121
V.7. justification du choix de coefficient de comportement .....	122

## **CHPAPITRE V: FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS**

V.1. Introduction.....	125
V.2. Ferrailage des poteaux.....	125
V.3. Ferrailage des poutres.....	145
V.4. Ferrailage des voiles.....	171
V.5. présentation des résultats .....	185

## **CHPAPITRE VI : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.**

VI.1. Introduction.....	193
VI.2. Semelles isolés .....	196
VI.3. Semelles filantes.....	199
VI.4. radier .....	201
VI.5. Etude du voile périphérique .....	220

### **❖ CONCLUSION GENERALE**

### **❖ BIBLIOGRAPHIE.**

### **❖ ANNEXES.**

- ✓ **RAPPORT DU SOL.**
- ✓ **LES ORGANIGRAMMES.**

## Bibliographie

- ◆ D.T.R. "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003".
- ◆ D.T. "BAEL 91 Modifié 99".
- ◆ D.T.R. "C.B.A.93".
- ◆ D.T "EUROCODE 2".
- ◆ H.RENAUD et F. LETERTRE, "Technologie du Bâtiment GROS-ŒUVRE (Ouvrage en B.A) ".
- ◆ VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du béton armé : volume 1".
- ◆ DTR B.C 2.2, "Charges permanentes et charges d'exploitation ".
- ◆ JEAN-MARIE HUSSON, "Calcul des Structures en Béton"
- ◆ VICTOR DAVIDOVICI, "La Construction en Zone Sismique".
- ◆ VICTORE DAVIDOVICI, "Formulaire du béton armé : volume2".
  
- ◆ DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- ◆ DTU B 23.1-NF règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976.
- ◆ Mr ALLAG ABDERRAHIM" Conception et Calcul Parasismique d'Une structure 2 s.sol+R+8 étages contreventés par des voiles et portiques en B.A " Thèse de PFE « Institut de Génie civil de Blida »,2012.

## Remerciement

- ◆ *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*
- ◆ *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M<sup>me</sup> BOULKHIOUT.M et notre Co - promotrice M<sup>me</sup> CHERFA .C, pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*
- ◆ *Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.*
- ◆ *je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de BET.Zh.a, particulièrement M<sup>r</sup> ZERARGA.H et M<sup>r</sup> HABIB, ainsi que M<sup>r</sup> MOHAMED qui m'ont beaucoup aidé pour élaborer ce travail.*
- ◆ *Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*
- ◆ *Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de Ce projet de fin d'étude. .*

## ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية الجزائر. المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ( RPA99 version 2003 ) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر ( RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99 ) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج متطور Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

## *Résumé*

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.



## *Summary*

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 9 stages + under ground which will be established in the wilaya of Alger, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

# Dédicace

"و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب "

*Je dédie mon travail à :*

- ◆ *La personne qui a été la cause de mon existence, puis m'a montré la cause pour laquelle - j'existe- la personne qui rêvait avant que- j'existe-, que sa fille serait ingénieur en GC, qui m'a soutenu par ses conseils, son intelligence ; MON PERE « lah yerhmo » –je dédie tous mes réussites pour toi .*
- ◆ *Ma mère qui était toujours archi-idéale, et faisait un exemple véritable d'une mère patiente et sacrificante, qui m'offrait ce que tous le monde appelle « la tendresse », et que je n'arrive pas encore à comprendre.*
- ◆ *Tous ceux qui attendaient ce jour impatiemment, non pas par curiosité, mais pour me partager les larmes du bonheur censés éteindre les feux d'une longue durée de patience et de souffrance, entre autres : mes chères sœurs, Amina, Nawel, et Mimi mes deux frères, Mohamed et Nassim.*
- ◆ *Tous mes amis : S.K,Houda et Houda,, Charifa ,Mouna , Soumia, Noussaiba , khalida,ibtissam .....*
- ◆ *Tous les étudiants du GC ainsi que l'ingénieur Rabim qui m'a aidé toutes ces trois mois et surtout ceux faisant partie de notre promotion 2014/2015, et à tous les futurs ingénieurs en général.*

*Et finalement, j'aurai aimé que cette dédicace soit rédigée après le jugement de mon travail, car je ne pourrais jamais dédier à ceux que j'aime un travail jugé mal fait.*

**HAFIDA.**



# Notations

La signification des principales notations est la suivante :

## Notations en majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A <sub>s</sub>	Aire d'une section d'acier,
A <sub>t</sub>	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
D	Diamètre,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E <sub>b</sub>	Module de déformation longitudinale du béton,
E <sub>i</sub>	Module d'élasticité de l'acier,
E <sub>s</sub>	Module de déformation instantanée (E <sub>ij</sub> à l'âge de j jours),
E <sub>v</sub>	Module de déformation différé (E <sub>vj</sub> à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente, module d'élasticité transversale,
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
K	Coefficient,
L	Longueur ou portée,
L <sub>f</sub>	Longueur de flambement,
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
M <sub>G</sub>	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
M <sub>Q</sub>	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
M <sub>u</sub>	Moment de calcul ultime,
M <sub>ser</sub>	Moment de calcul de service,
M <sub>t</sub>	Moment en travée,
M <sub>a</sub>	Moment sur appuis,
N	Effort normal,
S <sub>t</sub>	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période,
V <sub>0</sub>	Effort tranchant a la base,
K <sub>t</sub>	Facteur de terrain,
Z <sub>0</sub>	Paramètre de rugosité,
Z <sub>min</sub>	Hauteur Minimale,
C <sub>r</sub>	Coefficient de rugosité,
C <sub>t</sub>	Cohésion,
C <sub>d</sub>	Coefficient dynamique,
C <sub>e</sub>	Coefficient d'exposition,
C <sub>pe</sub>	Coefficient de pression extérieure,
C <sub>pi</sub>	Coefficient de pression intérieure,
C <sub>p</sub>	Coefficient de pression nette,
R	Force résultante,
F <sub>fr</sub>	Force de frottement,
	Coefficient de topographie,

C	Cohésion.
$C_c$	Coefficient de compression,
$C_s$	Coefficient de sur consolidation,
D	Fiche d'ancrage,
W	Teneur en eau, Poids total de la structure,
$W_{sat}$	Teneur en eau saturé,
$W_L$	Limite de liquidité,
$W_p$	Limite de plasticité,
$N_q, N_\gamma, N_c$	Facteurs de portance,
$S_r$	Degré de saturation,
$I_p$	Indice de plasticité,
$I_c$	Indice de consistance,
$S_c$	Tassement oedométrique,
$S_c^T$	Tassement total,
$S_c^{adm}$	Tassement admissible,
E.L.U	Etat limite ultime,
E.L.S	Etat limite service,

### **Notations en minuscules :**

a	une dimension,
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
e	épaisseur, Indice des vides,
cg	grosseur des granulats,
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche,
$f_e$	limite d'élasticité de l'acier,
$f_{cj}$	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
$f_{tj}$	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
$f_{c28}, f_{t28}$	grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h	hauteur totale d'une section de béton armé,
i	rayon de giration d'une section,
j	nombre de jours,
k	coefficient en général,
l	longueur ou portée (on utilise aussi L),
n	coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s	espacement des armatures en générales,
$s_t$	espacement des armatures transversales,
x	coordonnée en général, abscisse en particulier,
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, profondeur de l'axe neutre,
z	coordonnée d'altitude,
$q_{dyn}$	pression dynamique,
$q_{réf}$	pression dynamique de référence,
$q_j$	pression dû au vent.

**Notations en minuscules :**

$\emptyset$	diamètre des armatures, mode propre,
$\gamma_s$	coefficient de sécurité dans l'acier,
$\gamma_b$	coefficient de sécurité dans le béton,
$\varepsilon$	déformation relative,
$\varepsilon_{bc}$	raccourcissement relatif du béton comprimé,
$\varepsilon_s$	allongement relatif de l'acier tendu,
$\varepsilon'_s$	raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
$\eta$	coefficient de fissuration relatif à une armature,
$\nu$	coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
$\rho$	rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
$\sigma$	contrainte normale en général,
$\lambda$	élancement,
$\tau$	contrainte tangente (de cisaillement),
$\sigma_{bc}$	contrainte de compression,
$\sigma_{ts}$ et $\sigma_{sc}$	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées $\sigma_s$ et $\sigma'_s$ ,
$\varphi$	angle de frottement,
$\sigma_c$	contrainte de consolidation,
$\bar{\sigma}_s$	contrainte de traction admissible de l'acier,
$\bar{\sigma}_{bc}$	contrainte de compression admissible du béton,
$\beta$	coefficient de pondération,
$\sigma_{sol}$	contrainte du sol,
$\sigma_m$	contrainte moyenne.

# Listes des figures

## Chapitre I : Présentation e l'ouvrage.

Figure. I.1: Vue de l'ouvrage en 3D.....	2
Figure. I.2 : Vue de l'ouvrage en élévation. ....	3
Figure I-3 : Plancher à corps creux.....	5
Figure I.4 : Brique creuse.....	6

## Chapitre II : caractéristique des matériaux.

Figure. II.1: mesure la résistance en compression.....	9
Figure. II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	12
Figure. II.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	13
Figure. II.4 : diagramme contraintes déformations.....	14
Figure. II.5 : Armatures haute adhérence (HA).....	16
Figure. II.6 : Règle des trois pivots.....	17

## Chapitre III : pré dimensionnement et descente de charge.

Figure .III.1 : Plancher en corps creux .....	19
Figure III.2 : schéma de l'acrotère.....	24
Figure III.3 : Dimensions de poutre.....	24
Figure III.4. Section réduite du Poteau.....	28
Figure III.5. Le Poteau le plus sollicité.....	31
Figure III.6 : Coupe de voile en élévation .....	46
Figure III.7 : Coupe de voile en plan.....	46

## Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires.

Figure IV.1 : Coupe du plancher en corps creux.....	48
Figure IV.2: Les types des poutrelles.....	49

Figure IV.3: <b>Dimensions De La Poutrelle</b> .....	50
Figure IV.4 : <b>Les étaitements</b> .....	54
Figure IV.5: <b>Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (02) travées</b> .....	56
Figure IV.6: <b>Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées</b> .....	57
Figure IV .7: <b>Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 07 travées</b> .....	58
Figure IV.8: <b>ferraillage des poutrelles en travée, et sur appuis</b> .....	66
Figure IV.9: <b>ferraillage de la dalle de compression</b> .....	67
Figure IV .10: <b>le panneau le plus sollicité</b> .....	68
Figure IV.11 : <b>ferraillage de la dalle pleine</b> .....	72
Figure IV.12: <b>dimensions du balcon type 1</b> .....	73
Figure IV.13 : <b>dimensions du balcon type 2</b> .....	77
Figure IV.14 : <b>Ferraillage de balcon type 1 et 2</b> .....	80
Figure IV.15 : <b>Dimensions de l'acrotère</b> .....	81
Figure IV-16 : <b>Schéma statique de l'acrotère</b> .....	82
Figure IV-17: <b>coupe transversal de l'acrotère</b> .....	83
Figure IV.18: <b>Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée</b> .....	85
Figure IV.19 : <b>Ferraillage de l'acrotère</b> .....	87
Figure IV.20: <b>Dimensions de l'escalier</b> .....	88
Figure IV.21: <b>schéma de l'escalier</b> .....	89
Figure IV.22: <b>Schéma statique de l'escalier</b> .....	89
Figure IV.23 : <b>Schéma RDM de l'escalier</b> .....	91
Figure IV.24 : <b>Ferraillage d'escaliers</b> .....	98
Figure IV.25: <b>Schéma statique de la poutre palière</b> .....	99
Figure IV.26 : <b>Schéma de ferraillage de la poutre palière</b> .....	100

**Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.**

Figure V-1 : <b>Modèle Initial</b> .....	110
--	-----



Figure- V-2 : <b>Modèle 2</b> .....	<b>113</b>
Figure- V-3 : <b>Modèle Final</b> .....	<b>116</b>
Figure- V-4 : <b>Repérage des Poteaux</b> .....	<b>118</b>
<b><u>Chapitre VI : ferrillages des éléments résistants.</u></b>	
Figure VI-1 <b>Zone Nodale</b> .....	<b>126</b>
Figure VI-2. <b>Disposition des armatures dans les nœuds</b> .....	<b>143</b>
Figure VI-3. <b>Schéma de Ferrillage des poteaux</b> .....	<b>144</b>
Figure VI-4. <b>Disposition des Poutres</b> .....	<b>147</b>
Figure VI-5 : <b>les poutres principales et les poutres secondaires</b> .....	<b>148</b>
Figure VI-6 : <b>exemple de calcul de la flèche (sens porteur)</b> . ....	<b>165</b>
Figure VI-7 : <b>résultats de socotéc</b> .....	<b>166</b>
Figure VI-8 : <b>exemple de calcul de la flèche (sens non porteur)</b> . ....	<b>167</b>
Figure VI-9 : <b>résultats de socotéc</b> .....	<b>168</b>
Figure VI-10: <b>Arrêt des barres</b> .....	<b>169</b>
Figure VI-11 : <b>ferrillage des poutres porteuses (30x40)</b> .....	<b>170</b>
Figure VI-12 : <b>ferrillage des poutres non porteuses (30x40)</b> .....	<b>170</b>
Figure VI-13: <b>Schéma d'un voile plein et disposition du ferrillage</b> .....	<b>173</b>
Figure VI-14 : <b>Définition de l'élément mur</b> .....	<b>173</b>
Figure VI-15: <b>Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque</b> .....	<b>179</b>
Figure VI-16 : <b>Disposition des Armatures verticales dans les voiles</b> .....	<b>180</b>
FIGURE VI-17 : <b>Disposition des voiles</b> .....	<b>185</b>
FIGURE VI-18 : <b>Ferrillage du trumeau (Vx)</b> .....	<b>189</b>
FIGURE VI-19 <b>Ferrillage du trumeau (Vy)</b> .....	<b>190</b>
Figure VI-20 <b>Répartition Des Contraint dans les linteaux (sens x-x)</b> .....	<b>191</b>
Figure VI-21 <b>Répartition Des Contraint dans les linteaux (sens y-y)</b> .....	<b>192</b>

## **Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure.**

Figure VII. 1 : Dimensions de la semelle isolée.....	196
Figure VII.2 : Schéma semelle filantes.....	200
Figure VII. 3 : Schéma d'un radier.....	201
Figure.VII.4 La hauteur des nervures.....	203
Figure VII.5 : Schéma <i>statique du bâtiment</i> .....	206
Figure VII.6 : contraintes sus le radier.....	208
Figure VII. 7 : Schéma du panneau le plus sollicité.....	211
Figure VII.8 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	214
Figure VII. 9 : Ferrailage des nervures.....	217
Figure VII. 10 : Schéma statique des débords.....	218
Figure VII.11:Diagramme des Moments.....	218
Figure VII. 12:Schéma statique du voile périphérique.....	221
Figure VII. 13 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	225



## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre II : caractéristique des matériaux.**

Tableau II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers. ....	13
--	----

### **Chapitre III : pré dimensionnement et descente de charge.**

Tableau III.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau III.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux) .....	22
Tableau III.3. Charges permanentes du plancher : dalle pleine (béton armé).....	22
Tableau III.4. Charges permanentes du mur extérieur (doubles cloisons).....	23
Tableau III.5. Charges permanentes du balcon .....	23
Tableau III.6. : Loi de dégression.....	30
Tableau III.7. DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU CENTRAL).....	33
Tableau. III.8. Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).....	35
Tableau. III.9. Choix des sections des poteaux.....	36
Tableau. III.10. DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU de RIVE).....	38
Tableau. III.11. Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).....	40
Tableau. III.12. Choix des sections des poteaux.....	40
Tableau. III.13. DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU d'ANGLE).....	43
Tableau. III.14. Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).....	44
Tableau. III.15. Choix des sections des poteaux.....	44
Tableau. III.16. Choix Final des Poteaux.....	45

### **Chapitre IV : Etudes des éléments secondaires.**

Tableau IV.1: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travées .....	59
Tableau IV.2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis .....	60
Tableau IV.3 : vérification à l'ELS .....	62

Tableau IV. 4: calcul de la flèche.....	64
Tableau IV.5 : récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée et sur appuis de la dalle pleine.....	69
Tableau IV.6: Vérification des contraintes à l'ELS.....	71
Tableau: IV.7 Combinaison des charges .....	74
Tableau IV.8: Calcul des efforts internes.....	74
Tableau IV.9 : Ferrailage du balcon.....	74
Tableau IV.10: Vérification des contraintes du balcon. ....	76
Tableau IV.11.: Combinaison des charges.....	77
Tableau IV.12:Calcul des efforts internes.....	78
Tableau IV.13: Ferrailage du balcon.....	78
Tableau IV.14: Vérification des contraintes du balcon.....	79
Figure IV.15 : Les charges de palier.....	90
Tableau IV.16 : Les charges de la volée.....	91
Tableau IV.17 : Calcul des sollicitations d'escalier.....	92
Tableau IV.18 : Ferrailage de l'escalier.....	94
Tableau IV.19: Vérification des contraintes.....	96
Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	97
Tableau IV.21 : Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	100

### **Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.**

Tableau V-1 <i>Facteur de Qualité 'q'</i> .....	108
Tableau .V-2: <i>Sections des poteaux et des voiles de chaque niveau</i> .....	111
Tableau V-3 <i>Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial</i> .....	111
Tableau V-4 <i>Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial</i> .....	112.
Tableau. V-5 <i>Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2</i> .....	113
Tableau V-6 : <i>Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=2</i> .....	114

Tableau V-7 : <i>.sections des poteaux et des voiles de chaque niveau</i> .....	115
Tableau. V-8 : <i>Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final</i> .....	116
Tableau V-9 : <i>Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final</i> .....	117
Tableau V-10 <i>Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux</i> .....	119
Tableau V-11 <i>Périodes et Facteurs de Participation Massique duModèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales</i> .....	119
Tableau V-12 : <i>Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final</i> .....	120
Tableau V-13 : <i>Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x</i> .....	121
Tableau V-14 : <i>Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y</i> .....	122
Tableau V-15 : <i>Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x</i> .....	123
Tableau V-16 : <i>Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y</i> .....	123

**Chapitre VI : ferrailages des éléments résistants.**

Tableau VI-1 <i>Tableau des Contraintes</i> .....	125
Tableau VI-2 <i>Ferrailages des poteaux à L'ELU</i> .....	129
<i>Tableau VI-3.Ferrailages des poteaux (G+Q±E )</i> .....	130
<i>Tableau VI-4.Ferrailages des poteaux (0,8G±E )</i> .....	131
Tableau VI-5 <i>.Choix des Armatures des Poteaux</i> .....	132
Tableau VI-6 <i>.Vérification des Contraintes des Poteaux</i> .....	133
Tableau VI-7. <i>Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux (ELU)</i> .....	134
Tableau VI-8. <i>Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux</i> .....	138
Tableau VI-9. <i>Choix des Armatures Transversales des Poteaux</i> .....	139
Tableau VI-10 <i>Ferrillage des Poteaux du Sous-Sol</i> .....	141
Tableau VI-11. <i>Ferrillage des Poutres 30x65 (Situation Durable)</i> .....	151
Tableau VI-12 <i>.Ferrillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)</i> .....	152
Tableau VI-13. <i>Ferrillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle)</i> .....	152.
Tableau VI-14. <i>Ferrillage des Poutres 30x55 (Situation Durable)</i> .....	153
Tableau VI-15. <i>Ferrillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle)</i> .....	153

Tableau VI-16. <b>Ferraillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle)</b> .....	154
Tableau VI-17. <b>Choix des Armatures pour les Poutres (30x 40)</b> .....	154
Tableau VI-18. <b>Choix des Armatures pour les Poutres (30x40)</b> .....	155
Tableau VI-19. <b>Vérification de la Condition de Non Fragilité</b> .....	156
Tableau VI-20 : <b>Vérification des poutres principales à l'ELS</b> .....	157
Tableau VI-21 : <b>Vérification des poutres secondaires à l'ELS</b> .....	157
Tableau VI-22 : <b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b> .....	158
Tableau VI-23 : <b>Calcul des armatures transversales</b> .....	159
Tableau VI-24 : <b>Vérification de la section d'armatures</b> .....	160
Tableau VI-25 : <b>Vérification de la compression de l'aire d'appui</b> .....	162
Tableau VI-26 : <b>Vérification dans les appuis de rives</b> .....	163
Tableau VI-27 : <b>Valeurs de <math>(I_p/I)</math></b> .....	174
Tableau VI-28 : <b>Calcul de <math>\sigma_{ulim}</math></b> .....	175
Tableau V.29 : <b>Aciers verticaux et horizontaux</b> .....	176
Tableau VI-30 : <b>Aciers transversaux</b> .....	177
Tableau VI-31 : <b>Calcul de <math>\sigma_{ba}</math> et <math>\sigma_{bna}</math> pour l'exemple</b> .....	182
Tableau VI-32 : <b>Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul</b> .....	183
Tableau VI-33 : <b>Caractéristiques des voiles</b> .....	185
Tableau VI-34 : <b>Calcul de l'armature verticale du trumeau (<math>V_x</math>)</b> .....	186
Tableau VI-35 : <b>Calcul de l'armature verticale du trumeau (<math>V_y</math>)</b> .....	187
Tableau VI-36 : <b>Calcul des aciers de couture des trumeaux</b> .....	187
Tableau VI-37 : <b>Calcul des aciers horizontaux des trumeaux (<math>V_x, V_y</math>)</b> .....	188

### **Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure.**

Tableau VII. 1 : <b>Effort normal appliqué sur les fondations</b> .....	195
Tableau VII. 2 : <b>Sections des semelles isolées</b> .....	197
Tableau VII.3: <b>Sections des Semelles Filantes</b> .....	199
Tableau VII.4: <b>Détermination de la hauteur de la nervure</b> .....	204

Tableau VII.5:Contraintes sous le radier à l'ELU.....	208
Tableau VII.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	209
Tableau VII. 7:Calcul des moments à l'ELU.....	210
Tableau VII. 8 : Calcul des moments à l'ELS.....	211
Tableau VII.9 : Ferrailage des Panneaux du Radier.....	211
Tableau VII.10 : Vérifications de <i>CNF</i> .....	212
Tableau VII. 11 : <i>Vérification des contraintes</i> .....	213
Tableau VII. 12 : <i>Vérification des contraintes (correction)</i> .....	213
Tableau VII. 13 : Ferrailage des nervures (sens porteur).....	214
Tableau .VII.14 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	214
Tableau VII.15:Vérification de la condition de non fragilité.....	215
Tableau VII. 16 : <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i> .....	215
Tableau VII. 17:Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.....	219
Tableau VII. 18 : Ferrailage du Voile Périphérique.....	223
Tableau VII. 19 : <i>Vérification des Contraintes à l'ELS</i> .....	225



## *Introduction Générale.*

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implantée dans une zone de forte sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 9 étages en cour de réalisation à (khraicia) Alger.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments.
- Le deuxième chapitre présente les caractéristiques de matériau béton armé (béton et acier).
- Le 3ème chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les poutrelles, et les planchers).
- Le 5ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000 version (14.0).
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 6<sup>ème</sup> chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

## **1. Introduction**

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé destiné à des habitations publiques locatives (LPL), en même temps, des activités commerciales. Il est implanté à SIDI SLIMANE commune de KHRAICIA la willaya d'Alger.

Le bâtiment est composé d'un sous-sol, d'un Rez-de chaussée commercial et de 09 étages comportant chaque un quatre appartements (quatre F3), composée de 200 logements. Le sous-sol est utilisé comme espace de stockage (dépôt).

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION2003, l'ouvrage est classé dans le « GROUPE D'USAGE 2 » c'est-à-dire un ouvrage courant ou d'importance moyenne dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Il est situé, d'après le même règlement en zone III correspondant à un niveau de sismicité élevée.

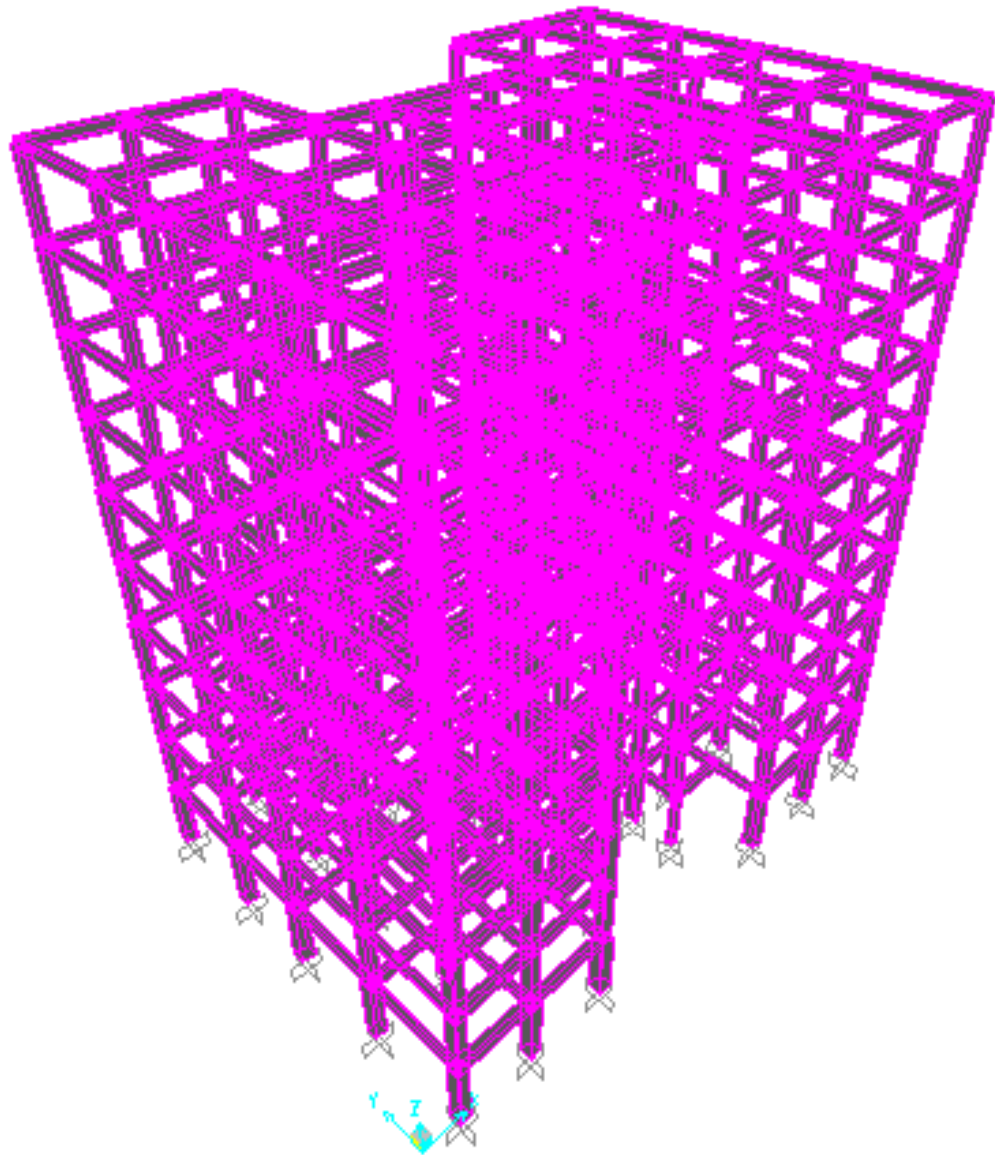


Figure. I.1: Vue de l'ouvrage en 3D.

## 2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment a les caractéristiques géométriques suivantes :

- |                                       |   |          |
|---------------------------------------|---|----------|
| ✓ Longueur totale du bâtiment en plan | ⇒ | 28.30 m. |
| ✓ Largeur totale du bâtiment en plan  | ⇒ | 18.20m.  |
| ✓ Hauteur totale du bâtiment          | ⇒ | 30.60m.  |
| ✓ Hauteur des étages courants         | ⇒ | 3.06m.   |
| ✓ Hauteur du rez-de chaussée          | ⇒ | 3.06m.   |
| ✓ Hauteur du sous sol                 | ⇒ | 3.74m.   |

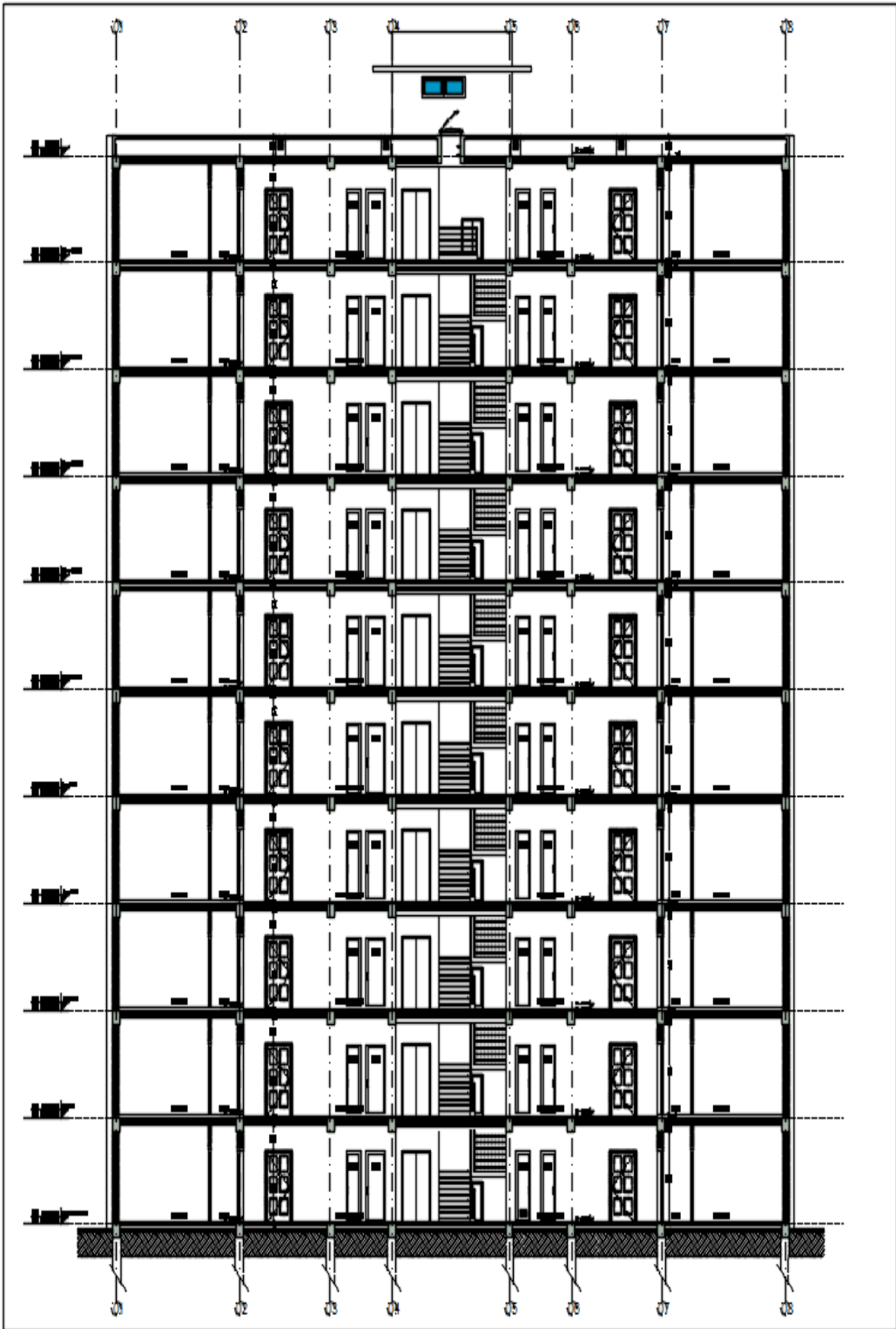


Figure. I.2 : Vue de l'ouvrage en élévation.

### 3. Classification de l'ouvrage :

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

#### **Selon RPA 99/ V 2003 art 3.5**

a) *Régularité en plan :*

- $\frac{\sum l_{xi}}{l_x} \leq 0.25$
- $\frac{\sum l_{yi}}{l_y} \leq 0.25$
- $\frac{l_{x1}}{L_x} = \frac{490}{2836} = 0.172 < 0.25$  (vérifiée).
- $\frac{l_{y1}}{L_y} = \frac{470}{1820} = 0.26 > 0.25$  (non vérifiée).

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière en plan.

### 4. Conception de la structure:

#### 4.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### 4.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

**a. Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

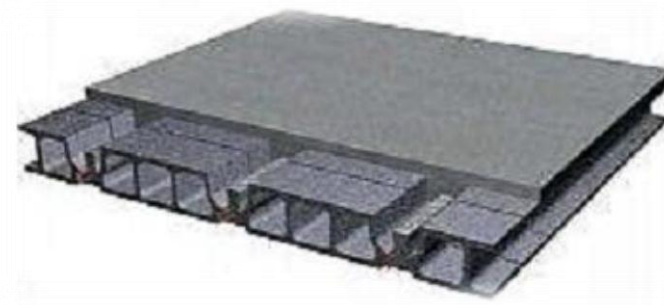


Figure I-3 : Plancher à corps creux

**b. Planchers dalle pleine :**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

**4.3. Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

**4.4. Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs .

**a. Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

**b. Murs intérieurs :**

Cloison de séparation de 10 cm.

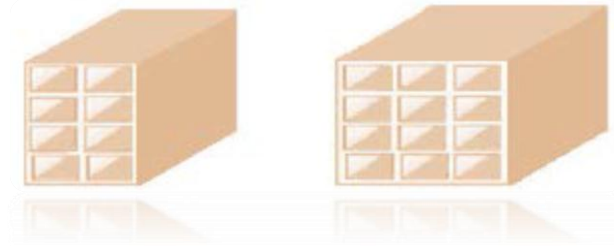


Figure I.4 : Brique creuse

**4.5. Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

**4.6. Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

**4.7. Gaine d'ascenseurs :**

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

**4.8. Fondation:**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.77 bars.

La profondeur d'ancrage de 2.0m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.



## II. INTRODUCTION :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

### 1. BETON :

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué de granulats durs de diverses dimensions assemblé par un liant hydraulique.

Le terme « béton » recèle une ambiguïté. Le matériau doit en effet être considéré sous deux formes :

- le béton frais, mélange homogène de matières premières solides en suspension dans l'eau : c'est l'état dans lequel il se trouve lors de sa fabrication.
- le béton durci, solide dont les propriétés physiques et mécaniques s'acquièrent au cours des réactions physico-chimiques qui se déroulent entre ses composants à vitesse relativement rapide au début, puis à vitesse fortement décroissante avec le temps.

Le béton est un matériau composite ; ses propriétés dépendent de la nature et de la qualité de ses composants mais aussi de leurs proportions relatives. S'agissant des propriétés, il convient de distinguer celles qui concernent le béton frais et le béton durci. Le béton frais est essentiellement caractérisé par son ouvrabilité qui constitue une propriété importante dans sa mise en œuvre. A l'état durci, sa résistance, notamment à la compression, constitue la caractéristique de base.

#### 1.1. Composant du béton :

##### 1.1.1. Le ciment :

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm<sup>2</sup>/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 µm.

### 1.1.2. Les granulats :

Les granulats rocheux sont constitués par les sables et les gravillons. Ils forment le squelette du béton.

Les granulats sont d'origine détritique, sédimentaire, métamorphique ou éruptive. On distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et les granulats concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière. Ils sont classés en fonction des dimensions de leurs grains.

Les granulats doivent être propres et chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Ils doivent répondre à certaines exigences de forme, de texture de surface, d'absorption, de résistance à l'abrasion et de porosité.

### 1.1.3. L'eau :

L'eau est un indispensable composant du béton, mais utilisée en trop grande quantité, elle nuit à sa durabilité. L'eau utilisée doit être propre et exempte d'impuretés. L'eau potable convient toujours, tandis que l'eau de mer est plutôt à proscrire.

## 1.2. Propriétés mécaniques :

### 1.2.1. Résistance (d'après C.B.A 93) :

#### a) Résistance a la compression : [art A.2.1.1.1] .

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est définie par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci est notée  $f_{c28}$ .

- Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré suivant les lois ci-dessous :
- Si  $28 \leq j \leq 60$

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Si  $j > 60 \Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

La détermination de la Résistance caractéristique  $f_{c28}$  se fait grâce à des essais sur éprouvettes. L'éprouvette cylindrique normalisée dont la hauteur est égale au double du diamètre. Les cylindres sont coulés en même temps que le béton de l'ouvrage.

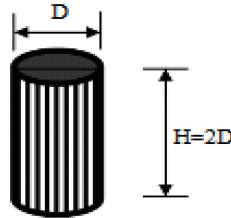


Figure. II.1: mesure la résistance en compression

Il est courant de considérer pour  $f_{c28}$  des valeurs comprises entre 20 et 30 MPa pour les bétons ordinaires. Cette caractéristique est tolérée jusqu'à 45 MPa selon RPA.

- Pour notre étude on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

#### b) Résistance a la traction : [ art A.2.1.1.2]

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée  $f_{t28}$ , est conventionnellement définie par la relation :

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

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa. Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

#### 1.2.2. Retrait :

Le béton est l'objet de retrait, c'est-à-dire d'une réduction dimensionnelle, en l'absence de chargement, due essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne. Pour l'ingénieur, le retrait est une déformation différée se produisant en l'absence de charge. Il croît avec le temps, pour tendre après quelques années vers une limite qui dépend notamment de la composition du béton, des dosages en ciment et en eau, de l'épaisseur des pièces et de l'humidité relative de l'atmosphère environnante. Le retrait unitaire total est de l'ordre de  $2 \text{ à } 3 \cdot 10^{-4}$ . C'est entre autres l'existence du retrait qui justifie la création de joints dans les structures.

### 1.2.3. Fluage :

Le fluage est la déformation différée du béton sous contrainte de compression.

### 1.2.4. Module de déformation longitudinale du béton :

La valeur de ce module intervient dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton. Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \varepsilon)$  d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou :}$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \varepsilon)$  d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'ou :}$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### 1.2.5. Coefficient de Poisson :

Il permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91**:

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

À l'ELU :  $v=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

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

### 1.3. Propriétés physiques :

#### 1.3.1. Poids volumique :

Il varie entre 23 et 24 kN/m<sup>3</sup> pour les bétons ordinaires, pour le béton armé il est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### 1.3.2. Durabilité :

Les bétons est à porosité réduite (La porosité est l'ensemble des vides, pores, d'un matériau solide), ces vides sont remplis par des fluides (liquide ou gaz) offrent une grande résistance aux effets corrosifs de divers agents agressifs. Ils présentent, en particulier, une excellente tenue vis-à-vis des effets corrosifs de l'eau de mer.

Les diverses propriétés physiques des bétons lui confèrent une durabilité suffisante. Réalisées correctement, selon les règles de l'art, les structures en béton conservent donc leur aptitude au service pendant toute leur durée de vie prévue, sans nécessiter de réparations coûteuses.

#### 1.3.3. Tenue au feu :

La résistance du béton aux incendies est bonne. L'expérience montre que les structures en béton est assurée alors qu'il est situé dans une ambiance à plus de 1000 degrés. Le béton présente en effet une inertie à la propagation du flux de chaleur dans sa masse et la température ne s'y élève que lentement.

### 1.4. Contraintes limites de calcul : [C.B.A 93 A.4.3]

#### 1.4.1. L'état limite ultime :

Un ELU est un état au delà duquel l'ouvrage est déclaré en ruine

✓ **Critères de justification :**

- Perte de résistance
- Perte d'équilibre
- Perte stabilité

La contrainte limite du béton en compression est notée  $f_{bu}$  tel que :

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

Avec :

$\gamma_b=1,15$  en cas de situation accidentelle..... $f_{bu} = 18.48$  MPa.

$\gamma_b=1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.... $f_{bu} = 14.17$  MPa.

$\theta = 1$  Si la durée d'application de la combinaison d'action  $> 24$ h.

$\theta = 0.9$  Si entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  Si  $< 24$ h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

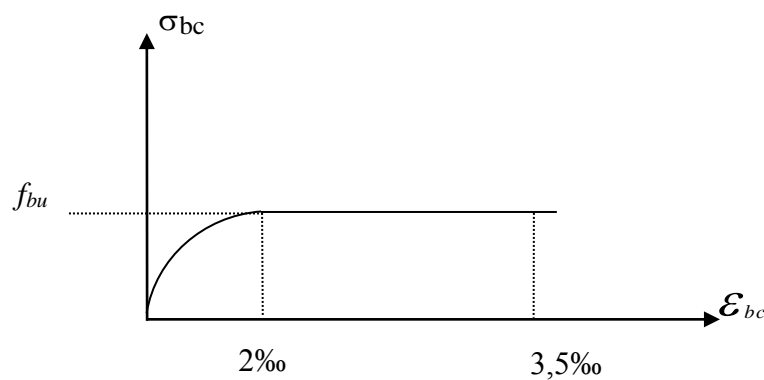


Figure. II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

#### 1.4.2. L'état limite de service :

Un ELS est un état au delà duquel l'ouvrage perd son confort et/ou sa durabilité.

##### ✓ Critères de justification :

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $\sigma_{bc} = 15$  MPa

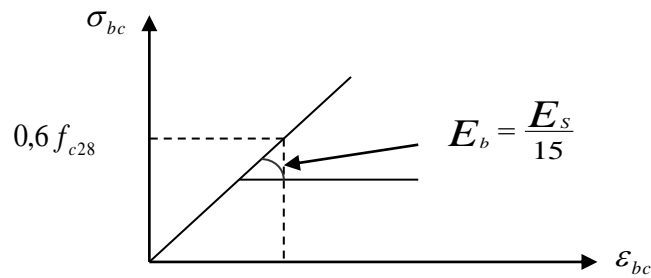


Figure. II.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

## 2. ACIER:

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à  $E_s = 200\,000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ . Le tableau suivant donne quelques exemples d'aciers :

Type	Nuance	Limite élastique $f_e$ (MPa)	$\epsilon_{es}^0 / \text{‰}$
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

## 2.1. Contrainte limite de calcul :

### 2.1.1. L'état limite ultime :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\varepsilon_s$  : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

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

$\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

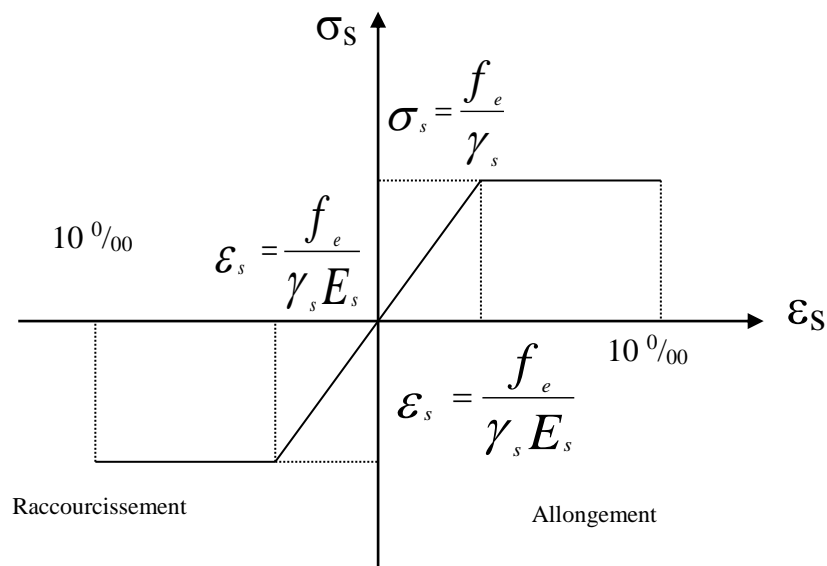


Figure. II.4 : diagramme contraintes déformations



### 2.1.2. L'état limite de service :

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$  (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$  (MPa)

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.

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

### 2.2. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est par convention le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

## 3. BETON ARME :

### 3.1. Introduction :

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

### 3.2. Historique :

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à J. Lambot (1848) et à J. Monier (1849), qui déposa un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé. Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à E. Coignet, puis à F. Hennebique, qui a réalisé le premier immeuble entièrement en béton armé en 1900.

### 3.3. Principes du calcul du béton armé :

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation.

Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent de ces actions.

### 3.4. Adhérence acier béton :

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence parfaite entre les deux matériaux.

L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les saillies ou les creux améliorent l'adhérence) et de la résistance du béton.



Figure. II.5 : **Armatures haute adhérence (HA).**

Le fonctionnement du béton armé suppose une « association » entre l'acier et le béton qui met en jeu l'adhérence des armatures au béton. Pour utiliser pleinement des aciers plus performants, il faut donc aussi que leur adhérence soit améliorée.

On a par conséquent évolué vers des aciers qui sont à Haute Adhérence (HA). La haute adhérence résulte de la création d'aspérités en saillie ou en creux. L'adhérence est définie par deux coefficients :

- Le coefficient de fissuration qui est pris en compte pour les calculs de fissuration du béton.
- Le coefficient de scellement qui permet de dimensionner les ancrages des armatures.

Les valeurs de ces coefficients dépendent du type d'armatures (ronds lisses ou barres HA).

#### 4. HYPOTHESES DE CALCUL :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (hypothèse de Bernoulli)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier. (hypothèse de Bernoulli)
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

#### À ELU :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). **[BAEL91Art 4.3.2]**

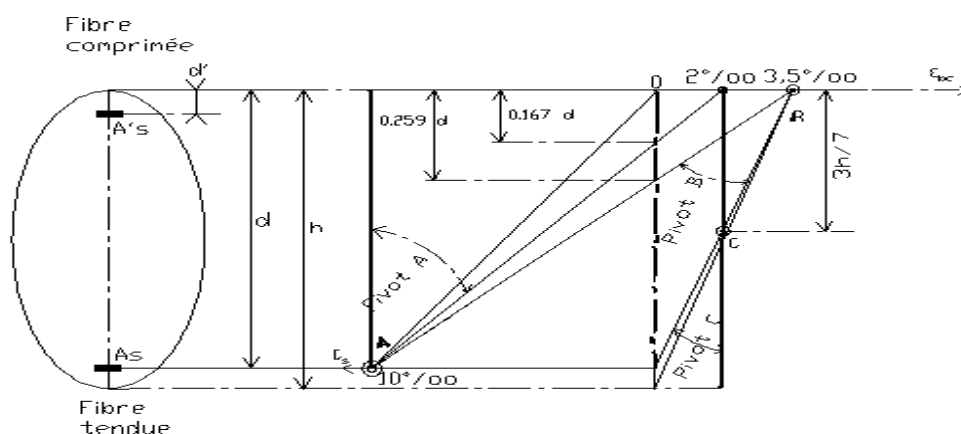


Figure. II.6 : Règle des trois pivots.

**À ELS :**

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton. Aussi Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $n=15$ ).

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements :

**Le RPA99/version2003** : (Règles Parasismiques Algériennes)

C'est le code de calcul.

**Le règlement BAEL 91** : (Béton Armé aux Etats Limites)

Basé sur la théorie des états limites.

## Pré dimensionnement et descente de charge

### 1. Introduction :

Afin de concevoir une structure économique et sécuritaire, on doit respecter les règles et les normes en vigueur données par le *RPA99 version2003*, le *BAEL99* et Le *CBA93* concernant le pré dimensionnement des éléments de structure (voiles, planchers, escaliers...etc).

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

### 2. Pré dimensionnement :

#### 2.1 Planchers :

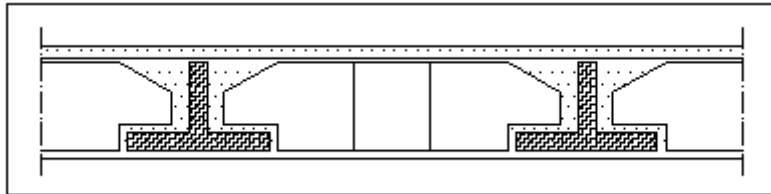
Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent les différents étages d'une construction et permettent la circulation horizontale.

On opte un plancher corps creux pour les différents étages sauf le RDC et les deux chambres de la cage ascenseur (planchers dalle pleine), ainsi que les balcons .

#### 2-1.1 Plancher en corps creux

C'est une dalle horizontale associée à un système de poutres (poutres porteuses et non porteuses).

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :



*Figure .III.1 : Plancher en corps creux*

L'épaisseur de la dalle est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{l}{25} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$$

Avec:

L : la portée maximale entre nus d'appuis.

ht: hauteur totale du plancher.

$L = \min [L \text{ max (sens x); } L \text{ max (sens y)}]$

⇒  $L = 4,4 \text{ m}$

⇒  $(440 / 25) \leq ht \leq (440 / 20)$

⇒  $17.6 \leq ht \leq 22 \text{ cm.}$

⇒ **On adopte un plancher d'une épaisseur de :**  
 **$ht = d + e = 20 \text{ cm}$**   
 **$d = 16 \text{ cm}$  (hauteur du corps creux)**  
 **$e = 04 \text{ cm}$  (épaisseur de la dalle de compression).**

### 2-1.2 Plancher en dalle pleine

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ( $Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$ );

Ce plancher est constitués par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

#### ⇒ **-Résistance au feu**

$h = 7,0 \text{ cm}$  ..... pour une heure de coupe-feu

$h = 11 \text{ cm}$ ..... pour deux heures de coupe-feu

D'où :  $h = 11 \text{ cm}$ .

#### ⇒ **-Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On choisit une épaisseur de 15cm .

⇒ **-Résistance à la flexion**

\_ Dalle reposant sur deux appuis :  $Lx / 35 < e < Lx / 30$  .

\_ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $Lx / 50 < e < Lx / 40$  .

$Lx$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :  $Lx = 4,7$  m.

La dalle pleine:  $470 / 50 < e < 470 / 40 \Rightarrow 9.44 < e < 11.8 \Rightarrow e = 10$  cm.

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur  $e = 18$  cm

**Soit : h=18**

### **3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### **3.1 – Plancher terrasse :**

⇒ **a-Charge permanente (plancher en corps creux) :**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,72</b>

Tableau III.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible

⇒ **b- Charge d'exploitation :**

$Q = 1,0$  kN/m<sup>2</sup> (plancher terrasse inaccessible).

**3-2 – Plancher étage courant :**⇒ **a-Charge permanente (plancher en corps creux) :**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher (16+4)	0.16+4	-	2.80
6	Cloison	-	-	1.0
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.20</b>

Tableau III.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

⇒ **b- Charge d'exploitation :**Q= 1,5 kN/m<sup>2</sup> (plancher étage courant).**3.3 Dalles pleines :****3.3.1 RDC (commerce) :**⇒ **a-Charge permanente :**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Lit de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,18	25	4.50
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.08</b>

Tableau III.3. Charges permanentes du plancher : dalle pleine (béton armé)



⇒ **b- Charge d'exploitation :**

$$Q = 5.0 \text{ kN/m}^2$$

**3.3.2 Sous sol :** (Zone de dépôt) :

$$G = 6.08 \text{ kN /m}^2 \text{ (dalle pleine) } ; \quad Q = 3,50 \text{ kN /m}^2$$

### 3-4. Maçonnerie :

#### 3-4.1 Murs extérieurs (doubles cloisons) :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de façade (fibres-ciment)	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
4	Plaque de plâtre	0.02	12	0.24
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.85</b>

Tableau III.4. Charges permanentes du mur extérieur (doubles cloisons)

### 3-5. BALCONS :

⇒ **Charges permanentes :**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.4
3	Lit de sable	0,03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente G</b>				<b>5.33</b>

Tableau III.5. Charges permanentes du balcon.

⇒ **b. Charge d'exploitation :**

$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$  pour balcons.

### 3-6. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courante (charge statique).

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère: .....  $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$
- Revêtement : .....  $18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ml}$

$$\underline{\underline{G = G1 + G2 = 2.05 \text{ KN/ml}}}$$

### 4- Pré dimensionnement des poutres :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le CBA93 et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences des RPA99 v 2003.

#### 4-1 Poutres suivant l'axe y-y:

➔ **On la condition de CBA suivante à respecter :**

$$\frac{l^{max}}{15} \leq h \leq \frac{l^{max}}{10}$$

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

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section.

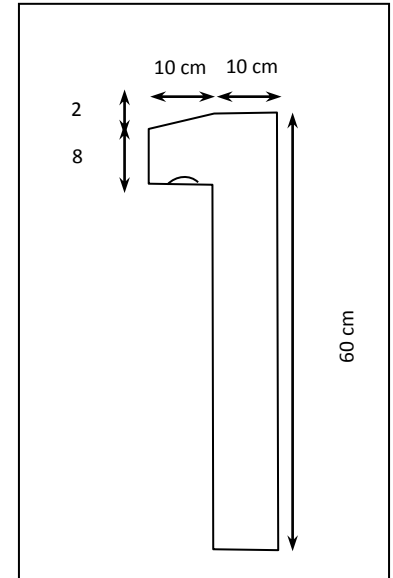


Figure III.2 : schéma de l'acrotère

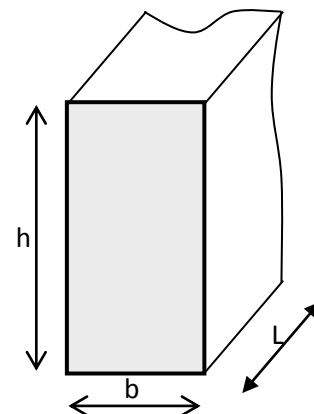


Figure III.3 : Dimensions de poutre

**- La hauteur (h) :**

$$L_{\max} = 4.40\text{m} \rightarrow (440/15) \leq h \leq (440/10)$$

$$29.33 \leq h \leq 44.0 \text{ cm}$$

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

**-La largeur (b) :**

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

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

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

**→ Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :**

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1.33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4-2 Poutres suivants l'axe x-x :****-La hauteur (h) :**

$$L_{\max} = 4.6\text{m} \rightarrow (460/15) \leq h \leq (460/10)$$

$$32.80 \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

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

**La largeur (b) :**

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

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

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

**→ Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :**

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1.33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

**Le choix de poutre porteuse (pour les planchers en corps creux) , et la poutre principales (pour les planchers en dalle pleine) ,est basé sur que la majorité des grandes longueurs des poutres situant dans le sens (y-y) , et pour faciliter l'exécution des poutrelles , on a choisi De prendre un seul sens porteur, le sens (y-y)**

**Conclusion :**

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**5 - Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

**5-1 Principe :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple centrée, on procédera par la descente de charge puis par la loi de dégression de la surcharge d'exploitation on choisissant les poteaux les plus sollicités

**5-2 Procédure de pré dimensionnement :**

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

1. Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
2. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
3. La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
4. La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003".
5. Vérifier la section à l'ELS.

### 5-2.1 Calcul des sections des poteaux :

#### ➔ D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .
- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section  $\left( I = \frac{hb^3}{12} \right)$ .
- $B$  : Surface de la section du béton.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).
- $A_s$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.

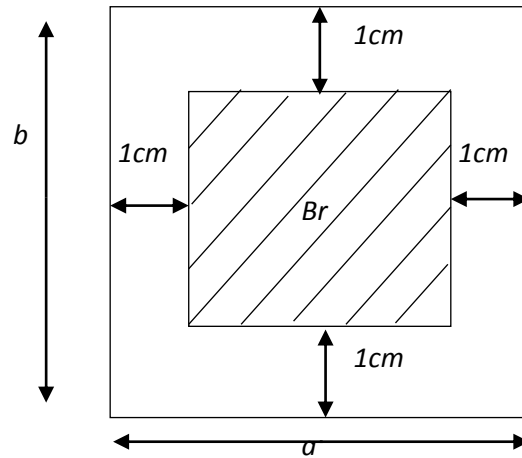


Figure III.4. Section réduite du Poteau

➔ Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,0652 N_u$$

➔ Le minimum requis par "RPA99 version 2003" :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

**Avec :**

- $(a ; b)$  : dimensions de la section.
- $h_e$  : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

➔ **Vérification à l'ELS :**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28}.$$

**Avec :**

- $N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ),
- $B$  : section de béton du poteau,
- $A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ),
- $n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .
- $\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

### 5-2.2 Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	1
9	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
8	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
7	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
6	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
5	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
4	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
3	$Q_7$	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,5
2	$Q_8$	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	9,28
1	$Q_9$	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	10,05
RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})$	13.03
Sous Sol	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})$	14.44

Tableau III.6. : Loi de dégression.

On pré dimensionne 3types de poteaux. :

- { Poteau central.
- { Poteau intermédiaire.
- { Poteau d'angle.



⇒ **Poteau central : (axe B2).**

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité :  $S = 17.10 \text{ m}^2$ .

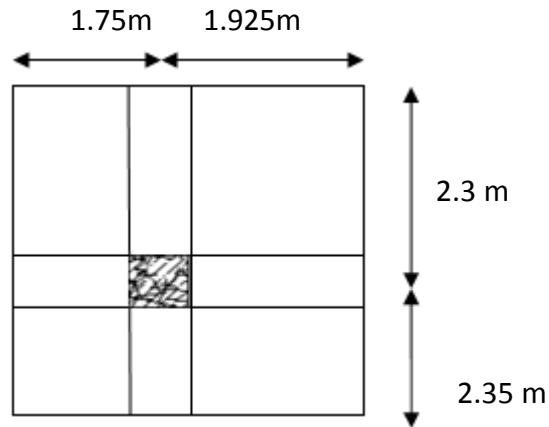


Figure III.5. **Le Poteau le plus sollicité.**

➤ **Détermination des charges :**

### 1.1 Charge permanente :

◆ **Niveau terrasse :**

-poids plancher terrasse.....  $6.72 \times 17.10 = 114.91 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse .....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.65 = 13.95 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses.....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3,68 = 11.04 \text{ KN}$

---


$$G_T = 139.90 \text{ KN}$$

◆ **Niveau étage courant :**

-poids plancher courant.....  $17.10 \times 5.20 = 88.92 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse .....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.65 = 13.95 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses.....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.68 = 11.04 \text{ KN}$

-Poids du poteau .....  $3.06 \times (0.3)^2 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$

---


$$G = 120.80 \text{ KN}$$

D'où :

Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :

$$G_9 = G_7 + G = 260.7 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

$$G_8 = G_9 + G = 381.5 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

$$G_7 = G_8 + G = 502.3 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$$G_6 = G_7 + G = 623.1 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + G = 743.9 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + G = 864.7 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + G = 985.5 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + G = 1106.3 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :

$$G_1 = G_2 + G = 1227.1 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G = 1347.9 \text{ kN}$$

Poids revenant au SS:

- poids plancher courant..... $17.10 \times 6.08 = 103.97 \text{ KN}$
  - poids des poutres porteuse ..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4.65 = 13.95 \text{ KN}$
  - poids des poutres non porteuses..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.68 = 11.04 \text{ KN}$
  - Poids du poteau ..... $3.74 \times (0.3)^2 \times 25 = 8.42 \text{ KN}$
- 
- $g_{RDC} = 137.38 \text{ KN}$

D'où :  $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1485.28 \text{ KN}$

## 1.2 Charge d'exploitation :

En appliquant la loi de dégression; on trouve :

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0 \times S$	17.10
P9	$Q_1$	$\Sigma_1 = (Q_0 + Q_1) \times S$	42.75
P8	$Q_2$	$\Sigma_2 = (Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)) \times S$	65.83
P7	$Q_3$	$\Sigma_3 = (Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)) \times S$	86.36
P6	$Q_4$	$\Sigma_4 = (Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4)) \times S$	104.31
P5	$Q_5$	$\Sigma_5 = (Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)) \times S$	119.7
P4	$Q_6$	$\Sigma_6 = (Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)) \times S$	132.53
P3	$Q_7$	$\Sigma_7 = (Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)) \times S$	145.53
P2	$Q_8$	$\Sigma_8 = (Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)) \times S$	158.68
P1	$Q_9$	$\Sigma_9 = (Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)) \times S$	171.85
P.RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10} = (Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})) \times S$	222.81
P.SS	$Q_{11}$	$\Sigma_{11} = (Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})) \times S$	246.92

Tableau III.7. DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU CENTRAL)

◆ Exemple de calcul :

Etude de 9<sup>ème</sup> étage :

$$\text{Pour le 9<sup>ème</sup> étage on a : } \begin{cases} N_{GT} = 139.9 \text{ kN} \\ N_G = 120.8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_G = 260.7 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 42.75 \text{ KN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 416.07 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \Rightarrow Br \geq 2.7461.10^{-2} \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a = b$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0.1857 \text{ m}$$

$$a = b = 18.57 \text{ cm}$$

Le choix:  $a = b = 30 \text{ cm}$ .

• Vérification de la section à l'E.L.S :

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 653.18 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} = 2.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

<b>Niveaux</b>	<b><math>N_G</math> (kN)</b>	<b><math>N_Q</math> (kN)</b>	<b><math>N_u</math> (kN)</b>	<b><math>Br</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A=b</math> (cm)</b>	<b>RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Le choix</b>	<b><math>N_{ser}</math> (kN)</b>	<b><math>\sigma_{ser}</math> (MPa)</b>	<b>Vérif.</b>
P9	260.7	42.75	416.07	274.60	18.57	30x30	30x30	303.45	2.93	OK
P8	381.5	65.83	613.77	405.08	22.12	30x30	30x30	447.33	4.32	OK
P7	502.3	86.36	807.65	533.05	25.08	30x30	30x30	588.66	5.68	OK
P6	623.1	104.31	997.65	658.45	27.66	30x30	30x30	727.41	7.02	OK
P5	743.1	119.7	1182.74	780.60	29.90	30x30	35x35	862.8	6.12	OK
P4	864.7	132.53	1366.14	901.65	32.0	30x30	35x35	997.23	7.07	OK
P3	985.5	145.53	1548.72	1022.15	33.97	30x30	40x40	1131.03	6.15	OK
P2	1106.3	158.68	1731.53	1142.80	35.80	30x30	40x40	1318.98	7.17	OK
P1	1227.1	171.85	1914.36	1263.48	37.54	30x30	40x40	1398.95	7.60	OK
RDC	1347.9	222.81	2153.88	1421.56	39.70	30x30	45x45	1570.71	6.74	OK
P.S.S	1485.28	246.81	2375.34	1567.72	41.59	30x30	45x45	1732.09	7.43	OK

Tableau. III.8. **Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).**

### Choix des sections des poteaux

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le

tableau suivant :

<b>Niveaux</b>	<b>Sections des poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>
9 <sup>ème</sup> jusqu'au 7 <sup>ème</sup> étage	30x30
6 <sup>ème</sup> jusqu'au 5 <sup>ème</sup> étage	35x35
4 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	40x40
1 <sup>er</sup> étage jusqu'au ssol	45x45

Tableau. III.9. **Choix des sections des poteaux**

⇒ **Poteau de rive : (axe B4).**

Soit  $S$  la surface reprise par le poteau le plus sollicité :  $S = 8.45 \text{ m}^2$ .

➤ **Détermination des charges :**

### 1.1 Charge permanente :

#### ◆ Niveau terrasse :

-poids plancher terrasse.....  $6.72 \times 8.45 = 56.78 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse .....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2.3 = 6.9 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses.....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.67 = 11.01 \text{ KN}$

-poids de l'acrotère .....  $2.05 \times 3.67 = 7.52 \text{ KN}$

---


$$G_T = 82.21 \text{ KN}$$

#### ◆ Niveau étage courant :

-poids plancher courant.....  $8.45 \times 5.20 = 43.94 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse.....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2.3 = 6.9 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses.....  $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.67 = 11.01 \text{ KN}$

-Poids du poteau .....  $3.06 \times (0.3)^2 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$

-mur extérieur .....  $2.85 \times 3.67 \times 3.06 = 26.95 \text{ KN}$

---


$$G = 95.69 \text{ KN}$$

D'où :

Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :

$$G_9 = G_7 + G = 177.9 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

$$G_8 = G_9 + G = 273.95 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

$$G_7 = G_8 + G = 369.28 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$$G_6 = G_7 + G = 464.97 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + G = 560.66 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + G = 656.35 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + G = 752.04 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + G = 847.73 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :

$$G_1 = G_2 + G = 943.42 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G = 1039.11 \text{ Kn}$$

Poids revenant au SS:

-poids plancher courant..... $8.45 \times 6.08 = 51.38 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.2 = 9.6 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 3.67 = 11.01 \text{ KN}$

-Poids du poteau ..... $3.74 \times (0.3)^2 \times 25 = 8.42 \text{ KN}$

---


$$g_{RDC} = 80.41 \text{ KN}$$

D'où :  $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 1119.52 \text{ KN}$

### 1.2 Charge d'exploitation :

En appliquant la loi de dégression; on trouve :

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0 \times S$	8.45
P9	$Q_1$	$\Sigma_1 = (Q_0 + Q_1) \times S$	21.12
P8	$Q_2$	$\Sigma_2 = (Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)) \times S$	32.53
P7	$Q_3$	$\Sigma_3 = (Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)) \times S$	42.67
P6	$Q_4$	$\Sigma_4 = (Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4)) \times S$	51.54
P5	$Q_5$	$\Sigma_5 = (Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)) \times S$	59.15
P4	$Q_6$	$\Sigma_6 = (Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)) \times S$	65.48
P3	$Q_7$	$\Sigma_7 = (Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)) \times S$	71.82
P2	$Q_8$	$\Sigma_8 = (Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)) \times S$	78.42
P1	$Q_9$	$\Sigma_9 = (Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)) \times S$	84.92
P.RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10} = (Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})) \times S$	110.10
P.SS	$Q_{11}$	$\Sigma_{11} = (Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11})) \times S$	122.02

Tableau. III.10. DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU de RIVE).



◆ **Exemple de calcul :**

**Etude de 9<sup>ème</sup> étage :**

$$\text{Pour le 9<sup>ème</sup> étage on a : } \begin{cases} N_{GT} = 82.21 \text{ kN} \\ N_G = 95.96 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_G = 178.17 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 21.12 \text{ KN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 272.21 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \Rightarrow Br \geq 1.7965 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a = b$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0.1540 \text{ m}$$

$$a = b = 15.40 \text{ cm}$$

Le choix:  $a = b = 30 \text{ cm}$ .

• **Vérification de la section à l'E.L.S :**

$$N_{ser9} = N_{G9} + N_{Q9} = 199.29 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$B = a \times b = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

<b>Niveaux</b>	<b><math>N_G</math> (kN)</b>	<b><math>N_Q</math> (kN)</b>	<b><math>N_u</math> (kN)</b>	<b><math>Br</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A=b</math> (cm)</b>	<b>RPA (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Le choix</b>	<b><math>N_{ser}</math> (kN)</b>	<b><math>\sigma_{ser}</math> (MPa)</b>	<b>Vérif.</b>
P9	177.9	21.12	271.85	179.42	15.39	30x30	30x30	199.02	1.92	OK
P8	273.95	32.53	418.63	276.29	18.62	30x30	30x30	306.48	2.96	OK
P7	369.28	42.67	562.53	371.26	21.26	30x30	30x30	411.95	3.98	OK
P6	464.97	51.54	705.02	465.31	23.57	30x30	30x30	516.51	4.99	OK
P5	560.66	59.15	816.04	538.58	25.20	30x30	30x30	619.81	5.98	OK
P4	656.35	65.48	984.29	649.63	27.48	30x30	35x35	721.83	5.12	OK
P3	752.04	71.82	1122.98	741.16	29.22	30x30	35x35	823.86	5.84	OK
P2	847.73	78.42	1262.06	832.95	30.86	30x30	35x35	926.15	6.57	OK
P1	943.42	84.92	1358.54	896.63	31.94	30x30	35x35	1028.34	7.29	OK
RDC	1039.42	110.10	1568.36	1035.12	34.17	30x30	40x40	1149.52	6.24	OK
P.S.S	1119.52	122.02	1694.38	1118.29	35.44	30x30	40x40	1241.54	6.74	OK

Tableau. III.11. **Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).****Choix des sections des poteaux**

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le

tableau suivant :

<b>Niveaux</b>	<b>Sections des poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>
9 <sup>ème</sup> jusqu'au 6 <sup>ème</sup> étage	30x30
5 <sup>ème</sup> jusqu'au 2 <sup>ème</sup> étage	35x35
1 <sup>er</sup> étage jusqu'au ssol	40x40

Tableau.III.12 **Choix des sections des poteaux**

⇒ Poteau d'angle : (axe A3).

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité :  $S = 4.66 \text{ m}^2$ .

➤ **Détermination des charges :**

### 1.1 Charge permanente :

◆ **Niveau terrasse :**

-poids plancher terrasse.....	$6.72 \times 4.66 = 31.31 \text{ KN}$
-poids des poutres porteuse .....	$0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2.36 = 7.08 \text{ KN}$
-poids des poutres non porteuses.....	$0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1.98 = 5.94 \text{ KN}$
-poids de l'acrotère .....	$2.05 \times 4.34 = 8.89 \text{ KN}$
	$G_T = 53.22 \text{ KN}$

◆ **Niveau étage courant :**

-poids plancher courant.....	$4.66 \times 5.20 = 24.23 \text{ KN}$
-poids des poutres porteuse .....	$0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2.36 = 7.08 \text{ KN}$
-poids des poutres non porteuses.....	$0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1.98 = 5.67 \text{ KN}$
-Poids du poteau .....	$3.06 \times (0.3)^2 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$
-mur extérieur .....	$2.85 \times 4.34 \times 3.06 = 31.87 \text{ KN}$
	$G = 75.74 \text{ KN}$

D'où :

Poids revenant au 9<sup>ème</sup> étage :

$$G_9 = G_T + G = 128.96 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

$$G_8 = G_9 + G = 204.7 \text{ kN}$$

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

$$G_7 = G_8 + G = 280.44 \text{ kN}$$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$$G_6 = G_7 + G = 356.18 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + G = 431.92 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + G = 507.66 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + G = 583.4 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + G = 659.14 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :

$$G_1 = G_2 + G = 734.88 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G = 810.62 \text{ Kn}$$

Poids revenant au SS:

-poids plancher courant..... $4.66 \times 6.08 = 28.33 \text{ KN}$

-poids des poutres porteuse ..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 2.36 = 7.08 \text{ KN}$

-poids des poutres non porteuses..... $0,3 \times 0,4 \times 25 \times 1.98 = 5.94 \text{ KN}$

-Poids du poteau ..... $3.74 \times (0.3)^2 \times 25 = 8.42 \text{ KN}$

---


$$g_{RDC} = 49.77 \text{ KN}$$

D'où :  $G_{SS} = G_{RDC} + g_{RDC} = 860.39 \text{ KN}$

**1.2 Charge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

<b>Niveau des planchers</b>	<b>Surcharge</b>	<b><math>\Sigma</math> surcharge</b>	<b><math>\Sigma</math> surcharge (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0 \times S$	4.66
P9	$Q_1$	$\Sigma_1=(Q_0+Q_1) \times S$	11.65
P8	$Q_2$	$\Sigma_2=(Q_0+0,95(Q_1+Q_2)) \times S$	17.94
P7	$Q_3$	$\Sigma_3=(Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)) \times S$	23.53
P6	$Q_4$	$\Sigma_4=(Q_0+0,85(Q_1+\dots+Q_4)) \times S$	28.42
P5	$Q_5$	$\Sigma_5=(Q_0+0,8(Q_1+\dots+Q_5)) \times S$	32.62
P4	$Q_6$	$\Sigma_6=(Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)) \times S$	36.11
P3	$Q_7$	$\Sigma_7=(Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)) \times S$	39.61
P2	$Q_8$	$\Sigma_8=(Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)) \times S$	43.24
P1	$Q_9$	$\Sigma_9=(Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)) \times S$	46.83
P.RDC	$Q_{10}$	$\Sigma_{10}=(Q_0+0,65(Q_1+\dots+Q_{10})) \times S$	60.71
P.SS	$Q_{11}$	$\Sigma_{11}=(Q_0+0,64(Q_1+\dots+Q_{11})) \times S$	67.29

Tableau. III.13. **DEGRESSION DES CHARGE D'EXPLOITATION (POTEAU d'ANGLE).**

◆ **Exemple de calcul :**

**Etude de 9<sup>ème</sup> étage :**

Pour le 9<sup>ème</sup> étage on a :

$$\begin{cases} N_{GT} = 53.22 \text{ kN} \\ N_G = 75.74 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G9} = N_{GT} + N_G = 128.96 \text{ kN}$$

$$N_{Q9} = Q_9 \times S = 11.65 \text{ kN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G9} + 1,5 N_{Q9} = 191.57 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \Rightarrow Br \geq 1.2643 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$Br=(a-0,02)(b-0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0.1324m$$

$$a=b=13.24 \text{ cm}$$

Le choix:  $a=b=30cm$ .

- **Vérification de la section à l'E.L.S :**

$$N_{ser9}=N_{G9}+N_{Q9}=140.61 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 1.35MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Avec : } B=a \times b=30 \times 30 = 900cm^2$$

Niveaux	$N_G$ (kN)	$N_Q$ (kN)	$N_u$ (kN)	$Br$ ( $cm^2$ )	$A=b$ (cm)	RPA ( $cm^2$ )	Le choix	$N_{ser}$ (kN)	$\sigma_{ser}$ (MPa)	Vérif.
P9	128.96	11.65	191.57	126.43	13.24	30x30	30x30	140.61	1.35	OK
P8	204.7	17.94	303.25	200.14	19.41	30x30	30x30	222.64	2.15	OK
P7	280.44	23.53	413.89	273.16	18.52	30x30	30x30	303.97	2.93	OK
P6	356.18	28.42	523.47	345.49	20.58	30x30	30x30	384.6	3.71	OK
P5	431.92	32.62	632.02	417.13	22.42	30x30	30x30	464.54	4.48	OK
P4	507.66	36.11	739.50	488.07	24.09	30x30	30x30	543.77	5.25	OK
P3	583.4	39.61	847.01	559.02	25.64	30x30	30x30	623.01	6.01	OK
P2	659.14	43.24	954.69	649.89	27.49	30x30	30x30	702.38	6.78	OK
P1	734.88	46.83	1062.33	701.14	28.47	30x30	35x35	781.71	5.55	OK
RDC	810.62	60.71	1185.40	782.36	29.97	30x30	35x35	871.33	6.18	OK
P.S.S	860.39	67.29	1262.46	833.22	30.86	30x30	35x35	927.68	6.58	OK

Tableau. III.14. Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).

### Choix des sections des poteaux

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections des poteaux ( $cm^2$ )
9 <sup>ème</sup> jusqu'au 3 <sup>ème</sup> étage	30x30
2 <sup>er</sup> étage jusqu'au ssol	35x35

Tableau. III.15. Choix des sections des poteaux

**REMARQUE :**

Vue que les sections des poteaux d'angles et les poteaux de rives ont des sections comparables à celles des sections de poteaux centrales, et pour faciliter l'exécution lors de la mise en œuvre, il est préférable de donner aux poteaux d'angle et poteaux de rives des sections identiques que celles des poteaux centrales.

→ D'après l'article (7.4.1. de RPA) ,

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations Sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de Rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux » Et pour cela on va regrouper ces sections dans ce tableau suivant :

<b><i>Sous Niveau</i></b>	<b><i>Sections carrées (axb)cm<sup>2</sup></i></b>
<b><i>9<sup>ème</sup></i></b>	<b>30X30</b>
<b><i>8<sup>ème</sup></i></b>	<b>30X30</b>
<b><i>7<sup>ème</sup></i></b>	<b>30X30</b>
<b><i>6<sup>ème</sup></i></b>	<b>30X30</b>
<b><i>5<sup>ème</sup></i></b>	<b>35X35</b>
<b><i>4<sup>ème</sup></i></b>	<b>35X35</b>
<b><i>3<sup>ème</sup></i></b>	<b>40X40</b>
<b><i>2<sup>ème</sup></i></b>	<b>40X40</b>
<b><i>1<sup>er</sup></i></b>	<b>40X40</b>
<b><i>RDC</i></b>	<b>45X45</b>
<b><i>S.Sol</i></b>	<b>45X45</b>

Tableau. III.16. **Choix Final des Poteaux**

**6- Pré dimensionnement des voiles :**

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition suivant :

$$L \geq 4a$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés

Comme des éléments linéaires.

$L$  : largeur du Voile.

$a$  : épaisseur du Voile.

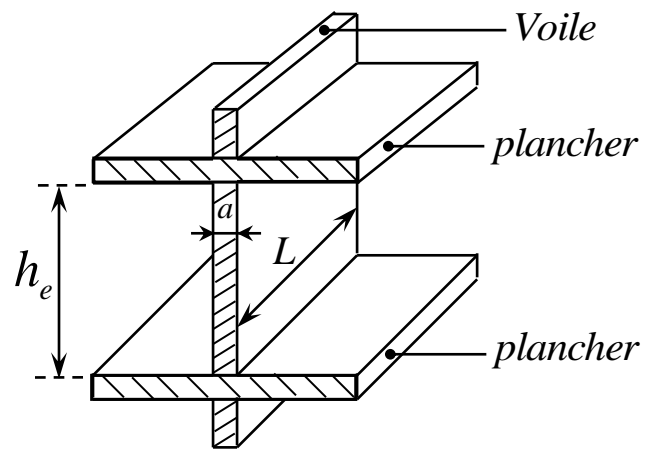


Figure III.6 : Coupe de voile en élévation

→ [D'après l'article 7.7.1 du RPA99](#)

L'épaisseur minimale  $a \geq 15cm$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage «  $h_e$  »,

et des conditions de rigidité aux extrémités selon les cas des voiles suivant :

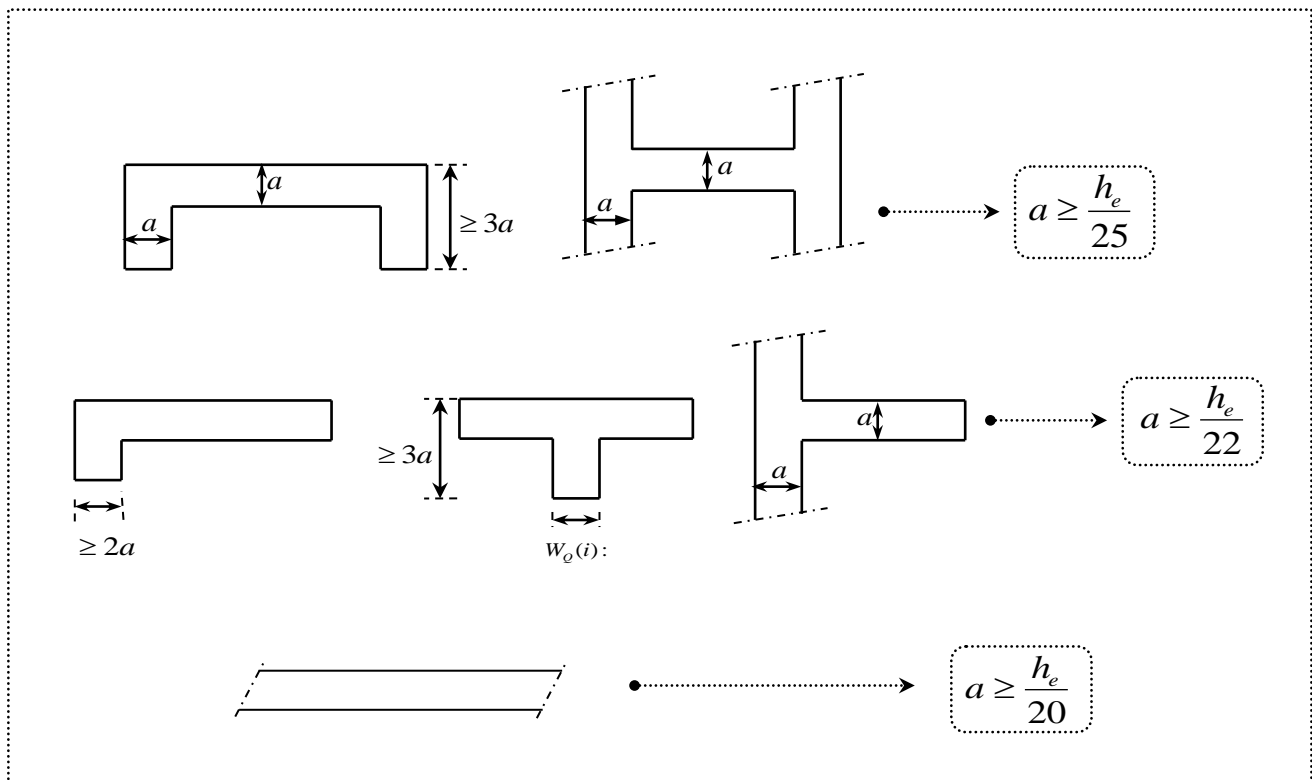


Figure III.7 : Coupe de voile en plan.



$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \quad \text{Avec hauteur d'étage} \quad h_e = 3,06 - 0,4 = 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{2,66}{20} \Rightarrow a \geq 13,33 \text{ cm}$$

→ **Justification de l'épaisseur de voiles:**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage « **Article 5.10** du *RPA99version2003* ».

On suppose une épaisseur supérieure au  $\max(13,33\text{cm}; 15\text{cm})$ ,

Soit  $a = 20\text{cm}$

## 1 .ETUDES DES PLANCHERS A CORPS CREUX:

### 1.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension  $(20 \times 16 \times 60) \text{ cm}^3$ , avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle;
- La table de compression.

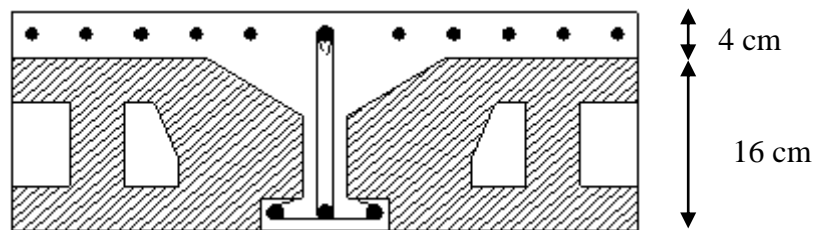


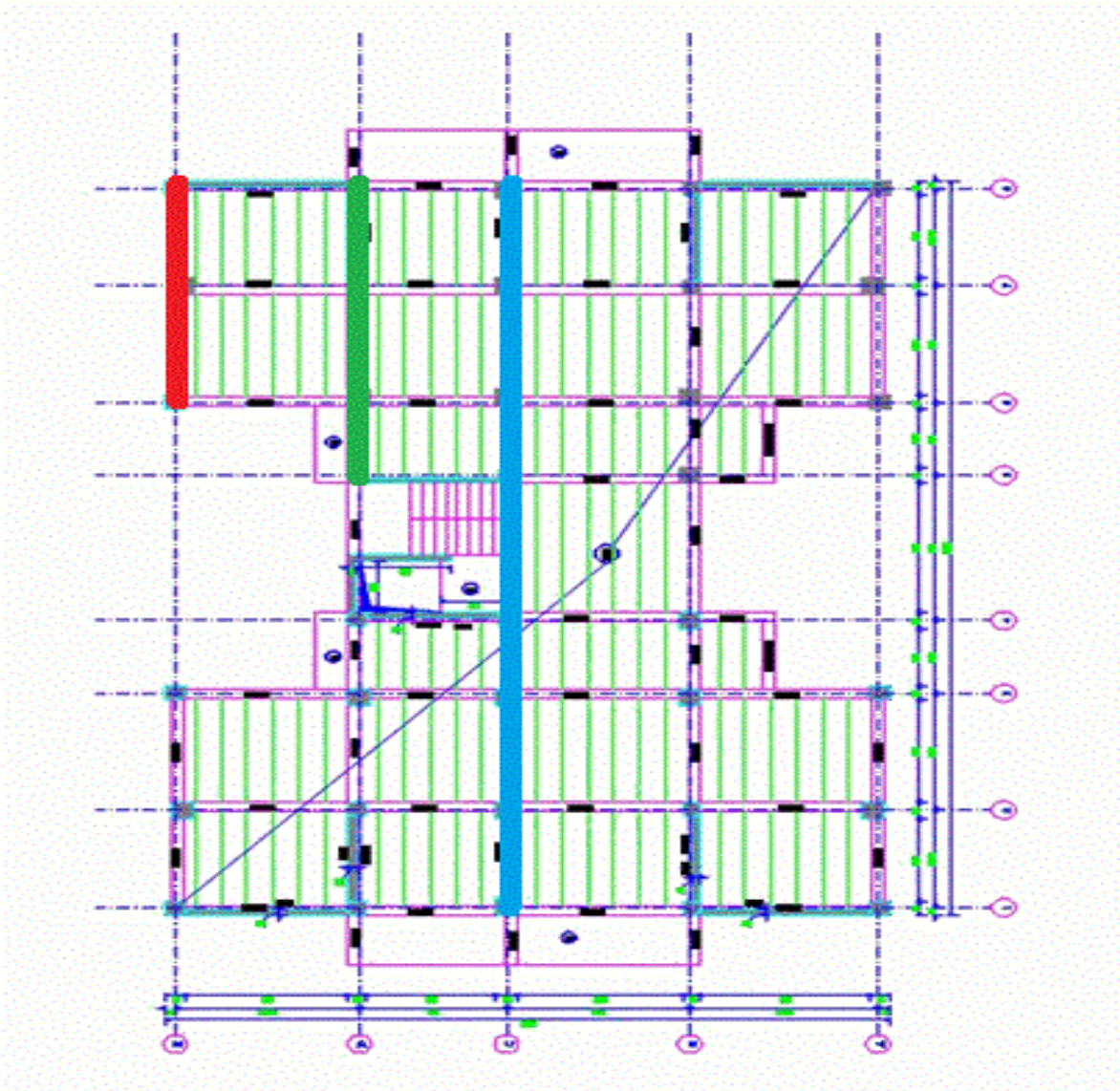
Figure IV.1 : Coupe du plancher en corps creux

### 1.2 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée (dans notre cas:  $L_{\max} = 4.7 \text{ m}$ ) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a quatre (03) types de poutrelle:

- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 03 travées
- Poutrelle à 07 travées



- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 03 travées
- Poutrelle à 07 travées

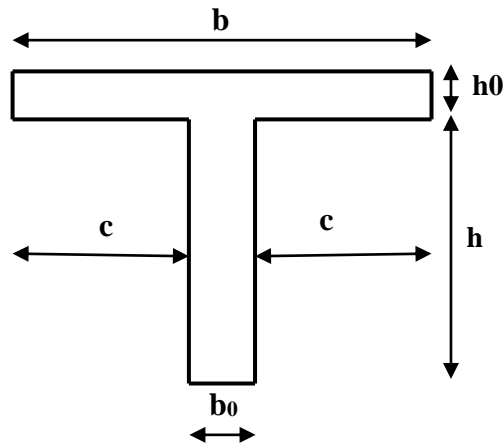
FigureIV.2: Les types des poutrelles

### 1.2.1 Dimensions des poutrelles :

On a:  $h_t = 20$  cm; avec  $h_0 = 4$  cm;  $h=16$  cm

On a:  $b_0 = 12$  cm,  $b=65$ cm

$$c = (b - b_0) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$



FigureIV.3: Dimensions De La Poutrelle.

### 1.3Calcul Des Poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression

#### \* 1<sup>ere</sup> étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son poids propre
- ❖ Le corps creux
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

**Calcul des moments :**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a. LA METHODE FORFAITAIRE**

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

- 1)  $Q \leq (2G ; 5000 \text{ N/m}^2)$
- 2) Inertie constante
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.85 \leq L_n / L_{n+1} \leq 1.25$
- 4) Fissuration non préjudiciable.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée car :

$$\frac{4.9}{2.55} = 1.92 \notin [0.85; 1.25]$$

**b. Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

**Exposé de la méthode :****➤ Moment sur appuis :**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appuis intermédiaire.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

**Avec :**

- $M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- $q_w$ : charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- $q_e$ : charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

- $l' = l$ .....pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

**Avec :**

- $T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- $T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**c. Méthode des éléments finis « Sap2000 »**

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel sap2000

**Etapas de calcul des poutrelles :****\* 2<sup>ème</sup> étape :Avant le coulage de la table de compression :**

- Poutrelle de travée  $L=4.7 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
  - Son poids propre.
  - Poids du corps creux.
  - Charge d'exploitation due à l'ouvrier  $Q=1kN/m^2$ .

**Evaluation des charges et surcharges :**

- Charges permanentes :

Poid propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82 \text{ kN/ml}$

---


$$G = 1,94 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

**Combinaison des charges :**

$$\underline{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.6 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2.6 \text{ kN/ml}$$

**Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 9.94 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 7.2 \text{ kNm}$$

**Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U  $M_u = 9.94 \text{ kNm}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3.6 \text{ cm}$  ;  
 $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 4.51 > \mu_R \text{ Sachant qu'impossible d'avoir } \mu > 1$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

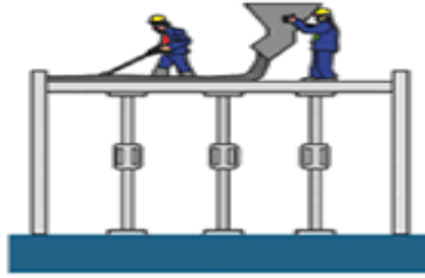


Figure IV.4 : Les étaielements

\* **3<sup>ème</sup> étape** : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

➤ **Evaluation Des Charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G = 6.72 \times 0,65 = 4.37 \text{ kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant :**

- **Charge permanente :**

$$G = 5.2 \times 0,65 = 3.38 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times 0,65 = 0.97 \text{ kN/ml}$$



➤ **Combinaison Des Charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

**E.L.U** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.88 \text{ kN/ml}$

**E.L.S** :  $q_{ser} = G + Q = 5.02 \text{ kN/ml}$

❖ **Plancher courant**

**E.L.U** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.02 \text{ kN/ml}$

**E.L.S** :  $q_{ser} = G + Q = 4.35 \text{ kN/ml}$

➤ **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

**Calcul des efforts internes :**

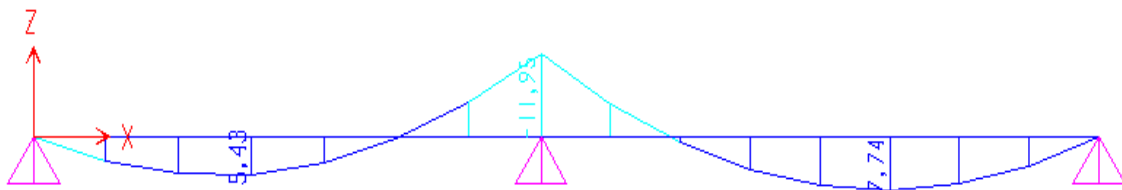
**a- Poutrelle à deux travées :**

**Méthode :** élément finis (SAP200)

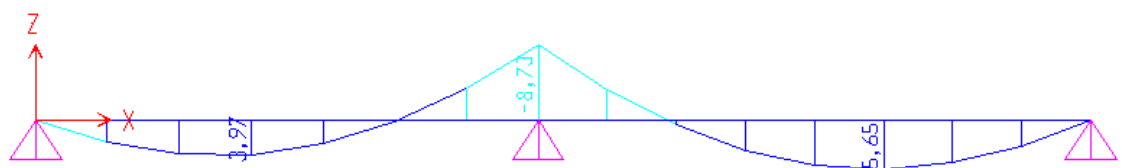
récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle. (3.5m–3.85m)

Diagrammes des Moments :

**ELU :**

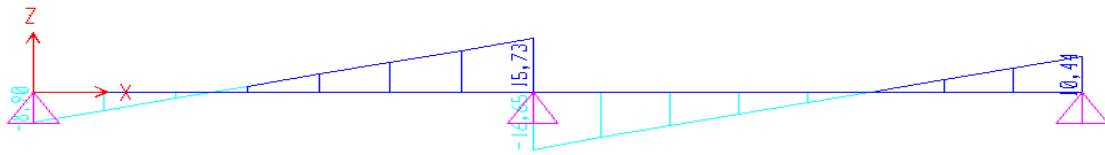


**ELS :**



Diagrammes des efforts tranchant :

**ELU :**



**ELS :**

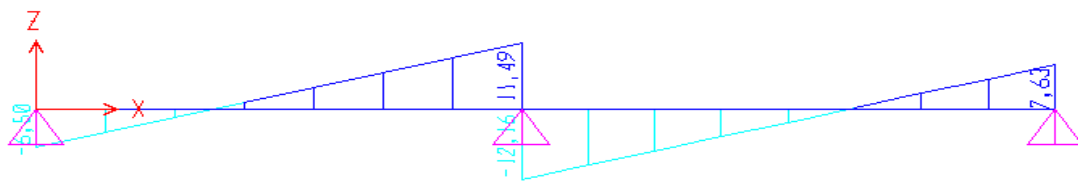


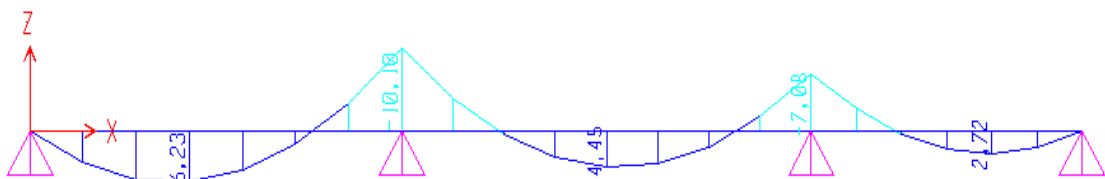
Figure IV.5: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (02) travées

**a- Poutrelle à (03) travées :**

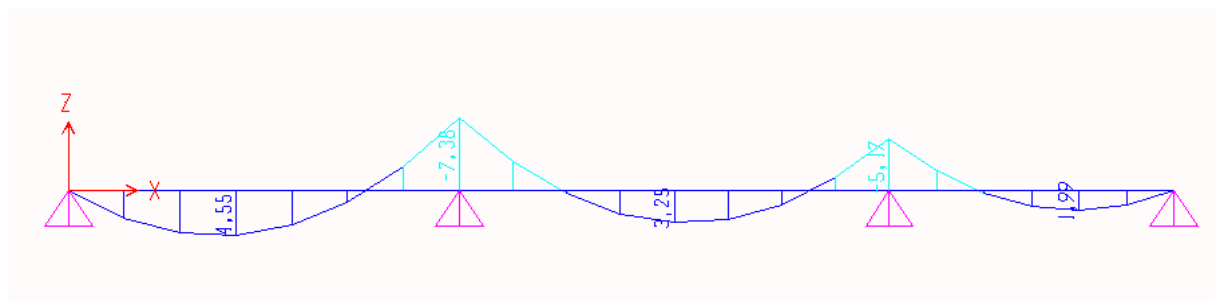
**Méthode :** élément finis (SAP200) : récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,5m – 3,85m – 2,55m).

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU :**

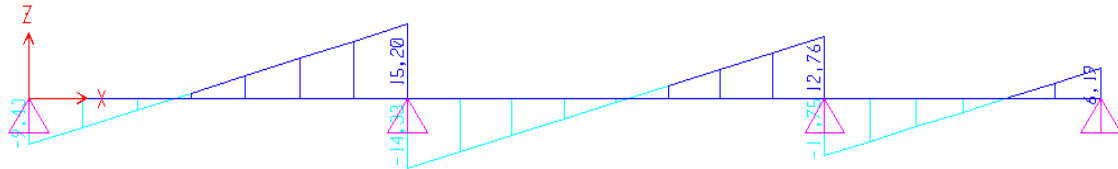


**ELS :**



Diagrammes des efforts tranchant :

**ELU :**



**ELS :**

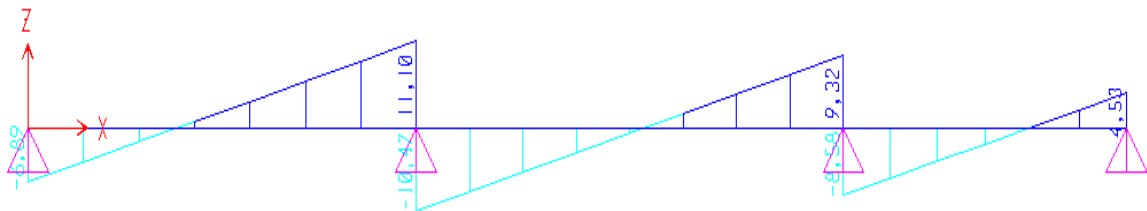


Figure IV.6: *Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées*

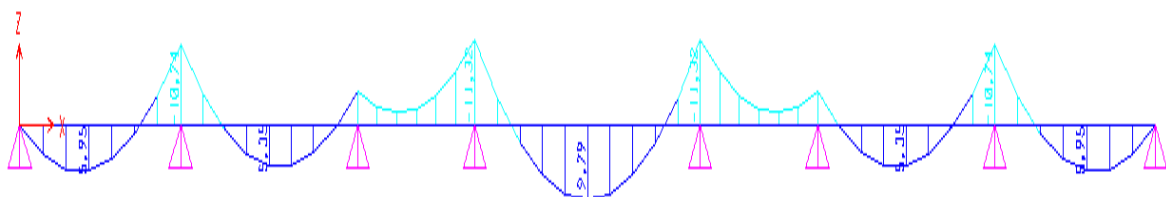
### b-Poutrelle à (07) travées :

**Méthode :** élément finis (SAP200)

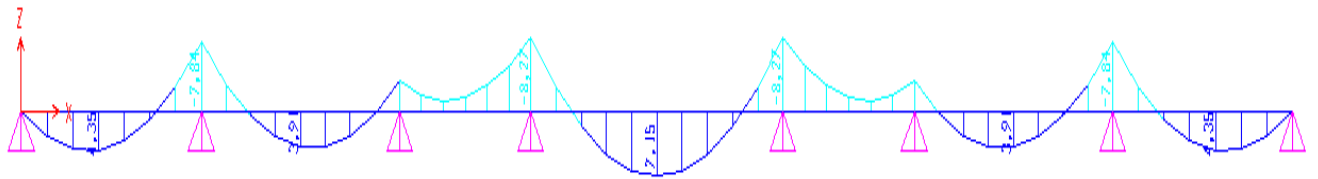
**récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle. (3.5m – 3.85m – 2.55m – 4.9m – 2.55m – 3.85m – 3.5m).**

Diagrammes des moments fléchissant :

**ELU :**

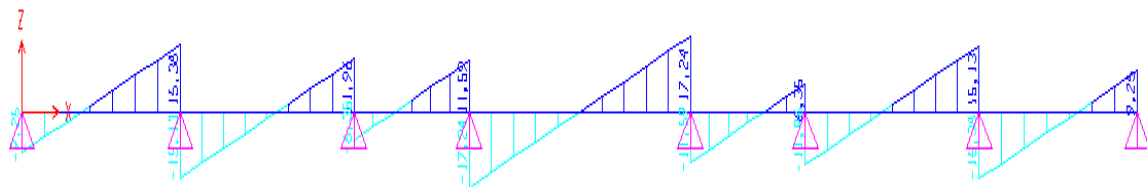


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

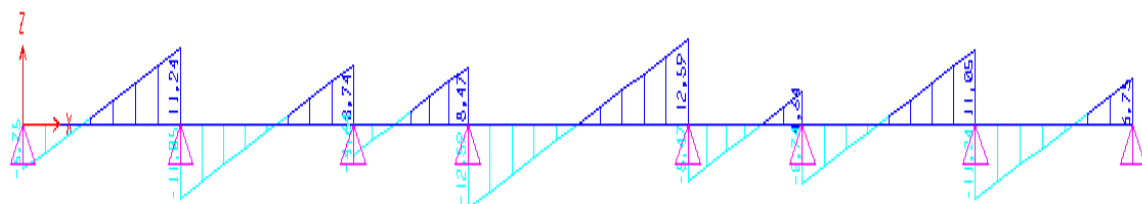


Figure IV .7: Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 07 travées.

**Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 9.79 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 11.95 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 17.24 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 7.15 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 8.73 \text{ kNm}$$

**Ferrailage en travée :**

$h = 20 \text{ cm}$  ;  $h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 58,94 \text{ kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9.79	0,032	Oui	0	0,0417	17,70	Oui	10‰	348	1,60

Tableau IV.1: Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,41 \text{ cm}^2 ; 1,60 \text{ cm}^2\} = 1,60 \text{ cm}^2$$

**Choix : 3T10 ( $A_s=2,35 \text{ cm}^2$ )**

**Ferraillage sur appuis :**

On a:  $M_{au}^{\max} = 11.95 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,94 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0xh$ ) en flexion simple.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$\mu < 0,186$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
11.95	0,216	Oui	0	0,309	15,77	non	348	2,18

Tableau IV.2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,79 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26\text{cm}^2$$

**Choix : 2T14 ( $A_s=3,07 \text{ cm}^2$ )**

➤ **Vérifications:**

**Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 17.24 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,798.\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Au voisinage des appuis :**• **Appuis de rives :**- **Vérification de la compression du béton <sup>[1]</sup> :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 10.44$  kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{10.44 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,54 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales <sup>[1]</sup> :**

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**- **Vérification de la contrainte de compression<sup>1</sup> :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{17.24 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0.887 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1.47 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier

$$\text{que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$ (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2}y^2 - (b-b_0) \cdot \frac{(y-h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y-c') - \eta \cdot A_s \cdot (d-y) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + \eta \cdot A'_s \cdot (y-c')^2 + \eta \cdot A_s \cdot (d-Y)^2. \end{cases}$$

	<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Travée</b>	7.15	2.35	3,91	7357.4	3,79	Vérifiée
<b>Appuis</b>	8.73	3.07	4,39	10362	3.69	Vérifiée

TableauIV.3 : vérification à l'ELS

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$       •  $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$       •  $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0175 > 0,0105 \dots \dots \dots non; vérifiée$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$       •  $\frac{h}{L} = 0,042 < 0,051 \dots \dots \dots non\ vérifiée$

**Avec :**

$h=20\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=18,0\text{cm}$  ;  $L=4.7\text{ m}$  ;  $M_{tser}=7.15\text{ kNm}$  ;  $M_0=13.86\text{ kNm}$  ;  $A_s=3,79\text{cm}^2$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ .



**Alors:**

Puisque les (03) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,8cm \quad (L < 5m)$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Position de l'axe neutre «  $y_1$  »<sup>[1]</sup> :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs <sup>[3]</sup> :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
7.15	2.35	7.09	0.01 08	196.03	3.8	1.5 2	0.65	20001.08	6340.4	10060.9

Tableau IV. 4: calcul de la flèche.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,016cm \quad (L = 4.7m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,031cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,015cm < \bar{f} = 0,8.cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➔ Selon (BAEL 91 Modifié 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_y K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

➔ Selon (RPA 99 Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,57\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 0,65\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6\text{mm}$

Donc :

➔ Selon (BAEL 91 Modifié 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,63 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➔ Selon (RPA 99 Version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

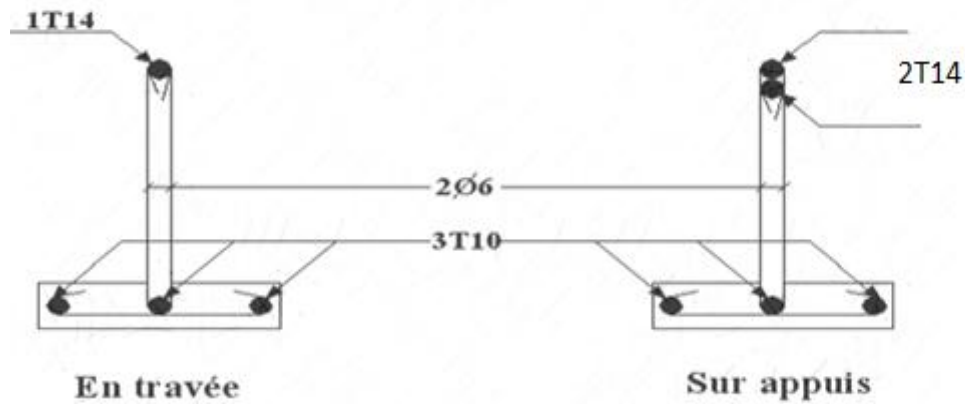
**Choix des armatures :**

$$\text{On adopte : } A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$$

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$



FigureIV.8: ferrailage des poutrelles en travée, et sur appuis

## 2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 520 \text{ MPa}$  (quadrillage de TS.TIE520  $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$ )

On a :  $L = 65\text{cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **6T6 = 1,70 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

**Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

On prend : **6T6= 1,70 cm**

$$S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés  $\Phi = 6 \text{ mm}$  dont la dimension des mailles est égale à **20 cm** suivant les deux sens.

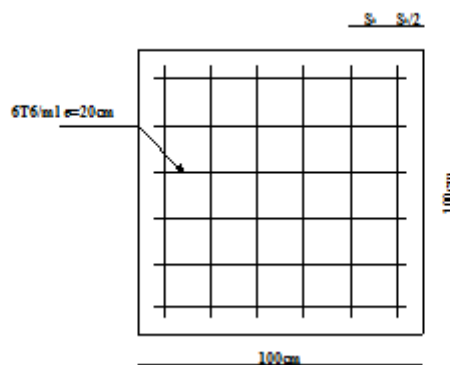


Figure IV.9: ferrailage de la dalle de compression.

**3. ETUDE DES PLANCHERS DALLE PLEINE :****3.1 : INTRODUCTION :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

**3.2 : PLANCHER EN DALLE PLEINE**

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

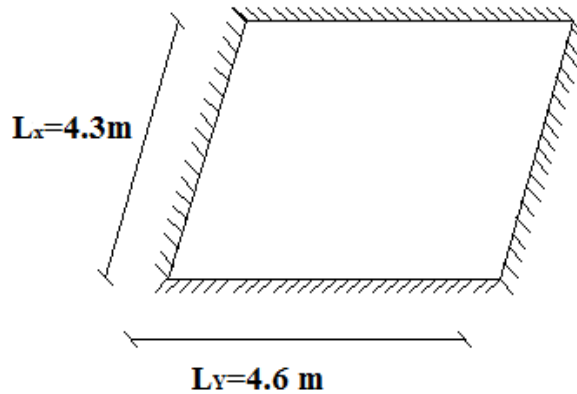
**➤ Méthode de calcul**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m, les moments seront calculés conformément aux règlements "**BAEL 91 modifié 99**"<sup>[2]</sup> pour la détermination des moments isostatiques.

## EVALUATION DES CHARGES

On fait le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

### Dimensions du panneau le plus sollicité



FigureIV.10:le panneau le plus sollicité.

$$G=6.08 \text{ kN/m}^2, Q=5,0 \text{ kN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 15.7 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 11.08 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.3}{4.6} = 0,93 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### 3.3 CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et dev.

$$v: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire .

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 15.50 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 12.5 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x = 11.63 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75M_y = 9.4 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moments sur appuis :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7.75 \text{ kNm}$

### 3.4. FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  .

	Sens	$M_u$ (kNm)	M	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	11.7	0,025	0	0.032	17,76	1.9	5T8	2.51	25
	y-y	9.4	0,0204	0	0.026	17,81	1.51	4T8	2.01	30
Appuis	x-x	7.75	0,017	0	0.0214	17,84	1.25	4T8	2.01	30
	y-y									

Tableau IV.5 : récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée et sur appuis de la dalle pleine.

#### Espacement :

##### Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

##### Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

#### CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h = e = 18 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,59 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,79 \end{cases}$$

**Travée :**

$$\underline{\text{Sens x-x}}: A_x = 2,51\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,59\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens y-y}}: A_y = 2,01\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis :**

$$\underline{\text{Sens x-x}}: A_x = 2,01\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,59\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens y-y}}: A_y = 2,01\text{cm}^2 \succ A_s^{\min} = 1,44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15.7 \times 4.7 \times 4.3}{2 \times 4.7 + 4.3} = 23.16\text{kN} \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24.6\text{kN} \Rightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 24.6\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{24.6 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,137\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VÉRIFICATION À L'ELS :****Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0447 \\ \mu_y = 0,8036 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10.94\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 8.8\text{kNm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 9.3\text{kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 7.48\text{kNm} \\ M_a = 0,3 M_x = 3.3\text{kNm} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes :**

Il faut Vérifiée que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

. **Béton** : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d) = 0$$



- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	9.3	2.51	3,14	7453,69	4,7	15	OK
	y-y	7.48	2.01	2.42	4288,5	4,46		
Appuis	x-x	3.3	2.01	2.85	6145	1.83	15	OK
	y-y							

TableauIV.6: Vérification des contraintes à l'ELS

On remarque que deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_f} ; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_f}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA} \\ E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ MPA} \end{cases}$$

$b=100\text{cm}$  ;  $h=18\text{cm}$  ;  $d=0,9h=16,2\text{cm}$  ;  $A_s= 3,14 \text{ cm}^2$  ;  $y=3.67 \text{ cm}$ .

$$I_0 = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I_0 = 7070.45 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{bd} = 0.00218 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 0.284 \geq 0 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 205.7 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 18.85 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 7.54 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1224.15.cm^4 \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 2250.76.cm^4 \end{cases}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,52cm \quad (L = 4.6m)$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,85cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,33cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.77.cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.33cm > \bar{f} = 0.77.cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

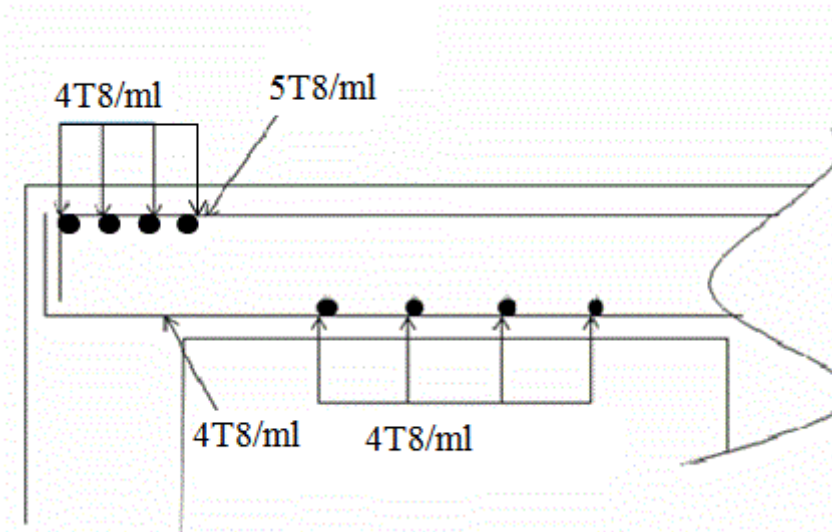


Figure IV.11 : ferrailage de la dalle pleine.

## 4. BALCONS :

### 4.1 Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon,

- ✓ En porte -à-faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à l'extrémité:

Soumis à :

- son poids propres.
- La charge d'exploitation.
- Charge concentrée à leur extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

### Balcon type :1

**L'Epaisseur de balcon:**

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{168}{10} = 16.8cm$$

On prend : e=18 cm

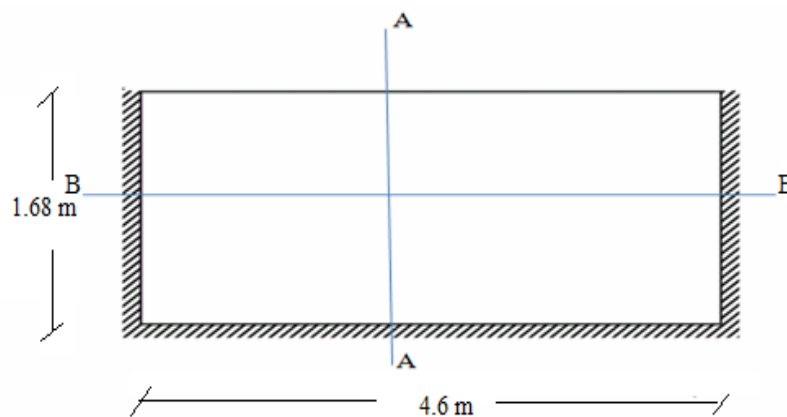


Figure IV.12: dimensions du balcon type 1.

## 4.2 EVALUATION DES CHARGES

- **Charge permanente**= $5.33\text{kN/m}^2$
- **Charge d'exploitation**= $3.5\text{kN/m}^2$
- **Charge concentrée "F"**: (Poids du mur extérieur)

- Mur extérieur:  $G=2.4\text{kN/m}^2$
- Hauteur du mur:  $h=1\text{m}$   
 $F=2,4 \times 1 \times 1 = 2,4 \text{ Kn/ml}$

	ELU	ELS
$q(\text{kN/ml})$	12.44	8.83
$F(\text{kN})$	3.24	2,4

Tableau: IV.7 Combinaison des charges

### 4.2.1 : CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant**:  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant**:  $T(x) = (qx + F)$

Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
$M (\text{kNm})$	-22.99	-16.49
$T (\text{kN})$	24.14	17.23

Tableau IV.8: Calcul des efforts internes.

### 4.2.2 : Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=18\text{cm}$  ;  $d=16.2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	$Z$ ( $\text{cm}$ )	$A_s^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A^{\text{adp}}_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Esp ( $\text{cm}$ )
22.99	0.059	Oui	0	0.0768	15.7	4.2	5T12	5.65	20

Tableau IV.9 : Ferrailage du balcon.

**Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.78\text{cm}^2$$

Le choix est de: 5T8/ml = 2.51cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub> = 20cm

**Vérifications****4.2.1 : Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant:**

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24.14.10^3}{1000 \times 162} = 0,149.\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**4.3 :Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**4.3.1Vérification des contraintes:**

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

**Avec:**  $n=15$  ;  $c'=5\text{cm}$  ;  $d=16.2\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(\text{kN.m})$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$Y$ ( $\text{cm}$ )	$I$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $\text{MPa}$ )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ ( $\text{MPa}$ )	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
16.49	5.65	4.7	14668.95	0.112	vérifiée	193.91	vérifiée

Tableau IV.10: Vérification des contraintes du balcon.

#### 4.3.2 : Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16.2}{168} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 16.2} = 0,00348 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

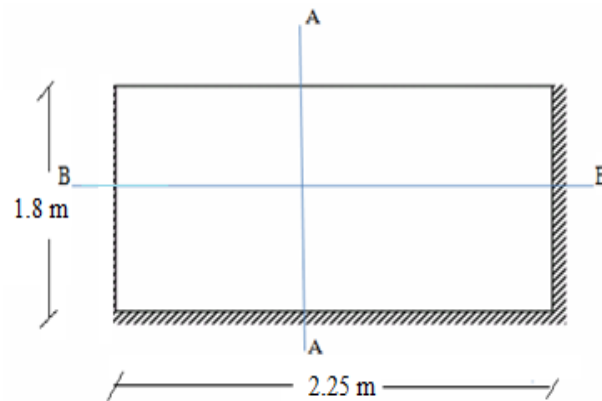
**Balcon type 2 :**

Figure IV.13 : dimensions du balcon type 2.

L'Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

On prend :  $e=18 \text{ cm}$ **4.4 EVALUATION DES CHARGES**

- **Charge permanente** =  $5.33 \text{ kN/m}^2$
- **Charge d'exploitation** =  $3.5 \text{ kN/m}^2$

**Charge concentrée "F" :** (Poids du mur extérieur)

- Mur extérieur:  $G=2.4 \text{ kN/m}^2$
- Hauteur du mur:  $h=1 \text{ m}$   
 $F=2,4 \times 1 \times 1 = 2,4 \text{ kN}$

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>q(kN/ml)</b>	12.44	8.83
<b>F(kN)</b>	3.24	2,4

Tableau IV.11.: Combinaison des charges.

**4.4.1 : CALCUL DES EFFORTS INTERNES**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:**  $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:**  $T(x) = (qx + F)$

**Calcul des efforts internes**

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>M (kNm)</b>	-25.98	-18.62
<b>T (kN)</b>	25.63	17.39

Tableau IV.12:Calcul des efforts internes.

**4.4.2 : Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=18\text{cm}$  ;  $d=16.2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

<b>M<sub>u</sub>(kNm)</b>	<b>μ</b>	<b>μ &lt; μ<sub>R</sub></b>	<b>A'<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>α</b>	<b>Z (cm)</b>	<b>A<sub>s</sub><sup>cal</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sup>adp<sub>s</sub></sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Esp (cm)</b>
25.98	0.0631	Oui	0	0.0815	17.41	4.29	5T12	5.65	25

Tableau IV.13:Ferrailage du balcon.

**Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.78\text{cm}^2$$

**Le choix** est de:

**5T8/ml=2.51cm<sup>2</sup>**

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

**Vérifications**

**4.4.3 : Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



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

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$  (Fissuration préjudiciable).

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{24.14.10^3}{1000 \times 162} = 0,149.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**4.5 : Vérification de l'E.L.S:**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**Vérification des contraintes:**

- Position de l'axe neutre "y":

$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$

- Moment d'inertie "I":

$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$

**Avec:** n=15 ; c'=5cm ; d=16.2cm ; b=100cm ; A's=0

On doit vérifier que:

$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e; 15\eta\right) = 240MPa \end{aligned} \right.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
16.49	5.65	4.7	14668.95	0.112	vérifiée	193.91	vérifiée

Tableau IV.14: Vérification des contraintes du balcon

**4.5.1 : Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16.2}{18} = 0,9 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 16.2} = 0,00348 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,9 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

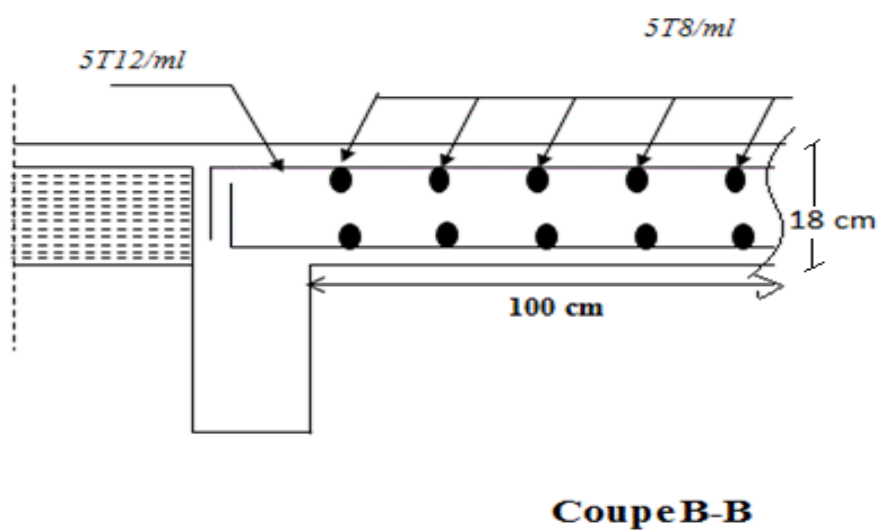
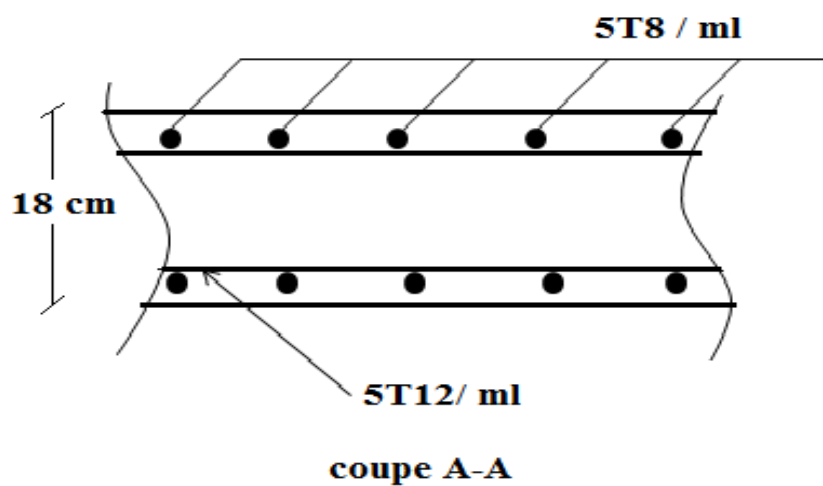


Figure IV.14 : Ferrailage de balcon type 1 et 2.

## 5-L'ACROTERE

### 5.1-DEFINITION

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la protection des usagés de la terrasse il est exposé aux chocs thermiques. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur il est considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis a :

- Son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation horizontale (qui peut correspondre à l'action sismique).

### 5.2-CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTERE

#### a. charge permanente

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

10cm 10cm

2cm

8 cm

60cm

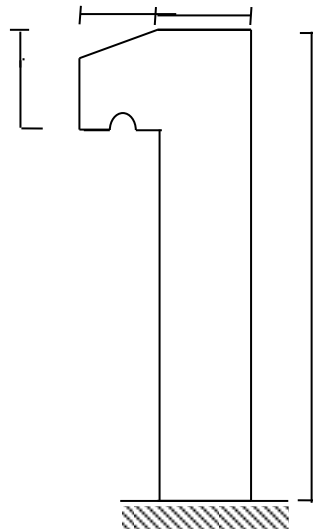


Figure IV.15 : Dimensions de l'acrotère.

Poids propre de l'acrotère: .....  $25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ ml}$

Revêtement : .....  $18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,324 \text{ kN/ ml}$

---


$$G = 2,05 \text{ kN/ ml}$$

**b. charge d'exploitation :**

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où

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

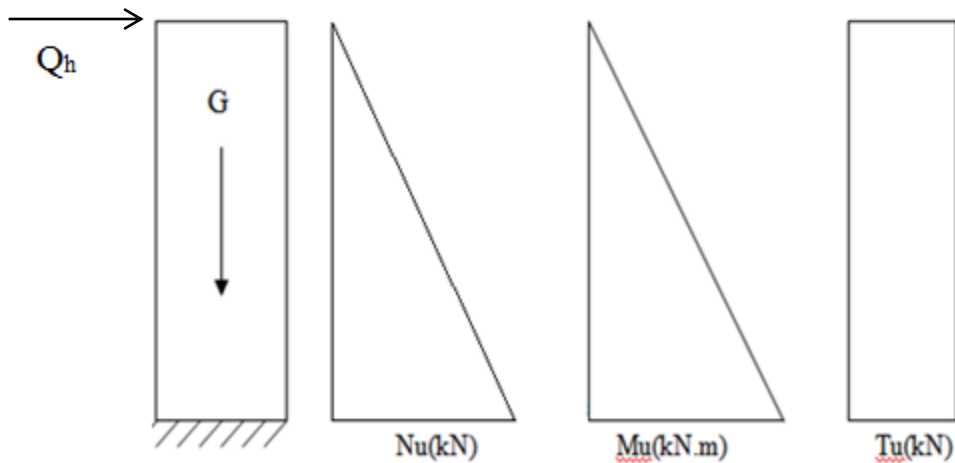


Figure IV-16 : Schéma statique de l'acrotère.

**5.3-CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique  $F_p$  appliqué à sa partie supérieure.

Si  $F_p > 1,5 Q$  ; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

$F_p$  : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

$A$  : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$

$C_p$  : facteur des forces horizontales ( $C_p = 0,8$ ) élément consol

$W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 2,05 \text{ kN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,05 = 1,64 \text{ kN/ml}$$

$$1,5 Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

Donc  $F_p = 1,64 > 1,5$

Alors on va utiliser la force sismique  $F_p$  pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

**5.4-DETERMINATION DES EFFORTS :**➤ **Calcul des efforts à L'ELU**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,05 = 2,76 \text{ kN}$$

$$M_u = F_p h = 1,64 \times 0,6 = 0,984 \text{ kN.m}$$

$$T_u = F_p = 1,64 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des efforts à L'ELS**

$$N_s = G = 2,05 \text{ kN}$$

$$M_s = F_p / 1,5 \cdot h = 1,64 / 1,5 \times 0,60 = 0,656 \text{ kN.m}$$

$$T_s = F_p / 1,5 = 1,64 / 1,5 = 1,09 \text{ kN}$$

**5.5-FERRAILLAGE DE LA SECTION DE L'ACROTÈRE :**

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :

$M_u = 0,984 \text{ kN.m}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $N_u = 2,76 \text{ kN}$  ;  $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$ ,  
 $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$  ;  $c = c' = 2 \text{ cm}$

**5.5.1-Calcul de l'excentricité : (centre de pression)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,984}{2,76} = 35,65 \text{ cm}$$

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

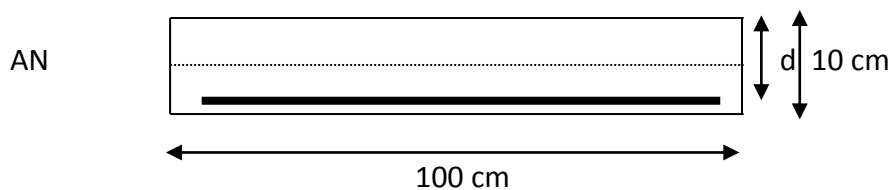


Figure IV-17: coupe transversal de l'acrotère.

On a:

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 35,65 \text{ cm} \Rightarrow e_0 > h/2 - c \\ h/2 - c = 3 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

⇒ Section partiellement comprimée (SPC)

**5.5.2-CALCUL DU MOMENT FICTIF :**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 0,984 + 2,76 (0,03)$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'après l'organigramme : } M = M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,0092 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0115$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 34,18 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \text{ et } A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 34,18 - \frac{2,76 \times 10^3}{348} = 23,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0,232 \text{ cm}^2$$

**5.5.3-CONDITION DE NON FRAGILITE**

$$A_s \text{ min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A \text{ min}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie est :

$$A_s = \mathbf{5T6} = 1,41 \text{ cm}^2$$

avec  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**5.5.4-ARMATURE DE REPARTITION**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

La section choisie est

$$A_r = \mathbf{4T6} = 1,13 \text{ cm}^2$$

avec un espacement  $S_t = 18 \text{ cm}$

### 5.6-VERIFICATION A L'ELS :

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0.656}{2.05} = 0.32m \quad \text{On prend } e_0 = 32 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3cm$$

On a  $e_0 = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3cm \Rightarrow$  Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier.

#### 5.6.1-POSITION DE L'AXE NEUTRE

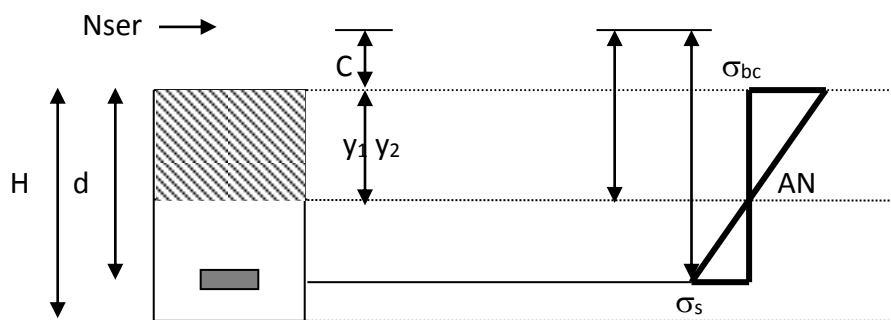


Figure IV.18: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = y_c + C$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 32 - 10/2 = 27 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [ C + ( d - h/2 ) ] \Rightarrow e_{ser} = 31 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 31 = -22 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P Y_2 + q = 0$$

Avec :

$y_c$  : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d-c)^2$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \Rightarrow \begin{cases} P = -1472,23 \text{ cm}^2 \\ q = 20690 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

**D'où l'équation devient**

$$Y^3_2 - 1472.23 + 20690 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -5.78 \cdot 10^6 > 0$$

$$D'où : \quad \cos \varphi = \left[ \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,984$$

$$\cos \varphi = -0,993 \Rightarrow \varphi = 169.73^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos (\varphi /3) = 23,78 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 20,86 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -43,78 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-p/3} = 43,88$$

La solution qui convient :  $y_c = 23.78 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{se} = y_c + c < h$  avec  $y_1 = y_c + c = 1,24 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est  $y_1 = 1,24 \text{ cm}$

➤ **CALCUL DU MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION.**

$$S^* = \frac{by_{SER}^3}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1310.01 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 1310,01 \text{ cm}^4.$$

➤ **CONTRAINTE DU BETON.**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \times y_c \Rightarrow K = 0.037 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_c = 0,037 \times 1,24 \times 10 = 0,4588 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,4588 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

➤ **CONTRAINTE DE L'ACIER**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 53.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$



**5.6.2-VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.018$$

$$\bar{\tau}_U = \min\{0.1f_{c28}; 4MPa\} = 2.5MPa$$

$$\tau_U = 0.018 < \bar{\tau}_U = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

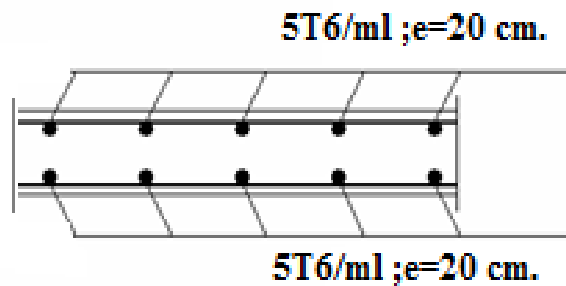
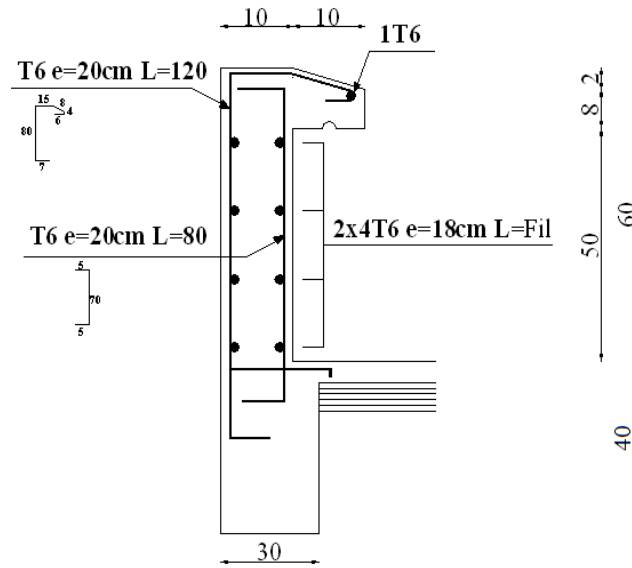


Figure IV.19 : Ferrailage de l'acrotère.

## 6-ESCALIER

### 6.1-Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte 3 types d'escalier. L'escalier de 4 volets a été choisi comme exemple de calcul.

#### 6.1.1 : Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale ( $M$ ) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ( $C.M$ ) de ces gradins.

$h$  : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

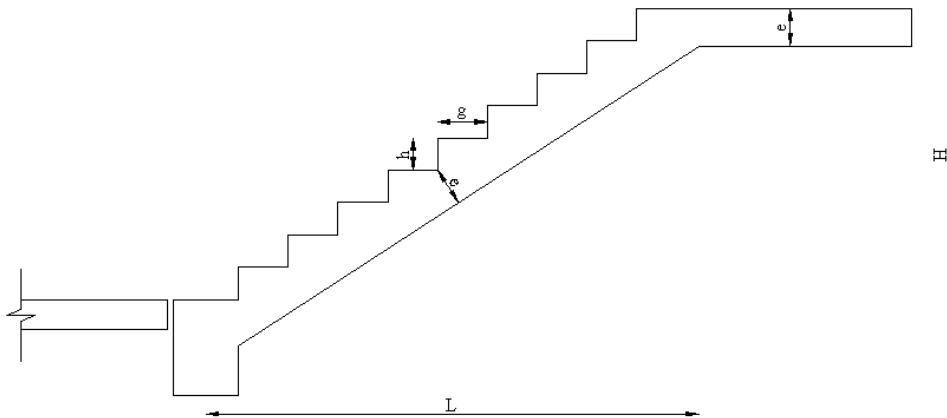


Figure IV.20: Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir  $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

**Avec :**

$n$  : Le nombre des contre marches

$(n-1)$  : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

$n$  : La racine de l'équation

Dans notre cas, nous avons un seul type d'escalier à deux volées séparées par un palier intermédiaire qui permet l'accès aux différents niveaux.

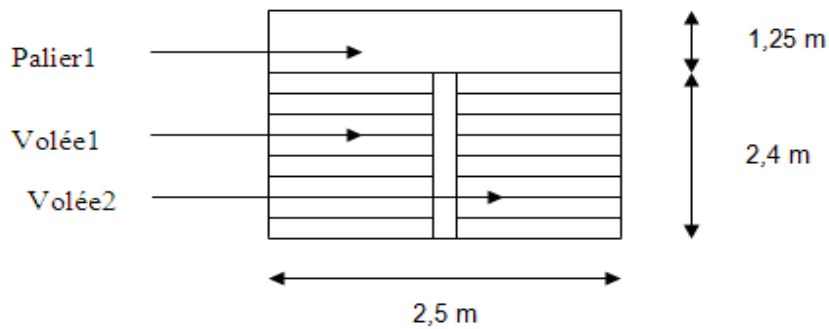


Figure IV.21:schéma de l'escalier.

**Avec :**

$h_e = 3,06\text{m}$ .

$L$  : longueur projetée de la volée.

$L = 2,24\text{m}$ .

$H$  : hauteur de la volée.  $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,638 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$  .

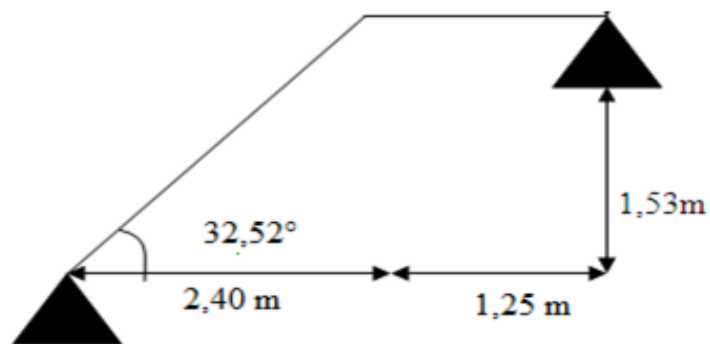


Figure IV.22:Schéma statique de l'escalier.

### 6.1.2- Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches  $g$  et contre marches  $h$ , on utilise généralement la formule de <<BLONDEL>>.

$$64n^2 - 594n + 306 = 0$$

Solution :

$n_1 = 0,547$ .....refusée.

$n_2 = 8,734$  donc on prend  $n = 9$ .

Donc on prend :

- le nombre de contre marche .....  $n=9$
- le nombre des marches .....  $n-1=8$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,40}{8} = 0,3m = 30cm$$

**a. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée.}$$

**b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

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

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.20 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 1.20 = 4,05m$$

Donc :

$$13.48 \leq e \leq 20,25cm$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20 cm$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

**c. Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

**6.2-Evaluation des charges :**

**a. Palier :**

désignation de l'élément	$\rho(KN/m^3)$	$E_p (m)$	$G (KN/m^2)$
Paillasse	25	0.2	5
mortier de pose	20	0.02	0.4
lit de sable	18	0.02	0.36
revêtement	22	0.02	0.44
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
$\Sigma$	/	/	<b>6.35</b>

Figure IV.15 : Les charges de palier.

**1. Charges permanentes :**

$$G = 6,35 \text{ KN/m}^2$$

**2. Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

**b. Paillasse (volée) :**

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p \text{ (m)}$	$G \text{ (KN/m}^2)$
Paillasse	25	$0.2/\cos 32.52$	5.9
Marche	22	$0.17/2$	1.87
revêtement	22	0.02	0.44
mortier de pose	20	0.02	0.4
enduit de plâtre	10	0.015	0.15
garde de corps	/	/	0.6
$\Sigma$	/	/	<b>9,36</b>

Tableau IV.16 : Les charges de la volée.

**a. 1. Charges permanentes:**

$$G = 9,36 \text{ KN/m}^2$$

**b. 2. Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

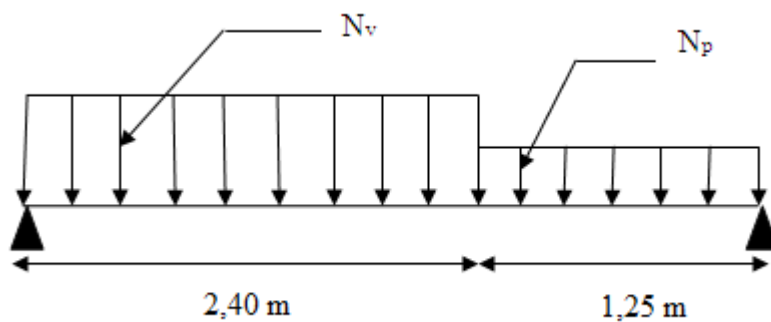


Figure IV.23 : Schéma RDM de l'escalier.

**6.3 : Combinaison des charges :****a) Volée :**

$$\text{E.L.U : } N_v = 1,35G_v + 1,5Q_v$$

$$N_v = 1,35 * 9,36 + 1,5 * 2,50 = 16,38 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**  $q_v = G_v + Q_v$

$q_v = 9,36 + 2,5 = 11,86 \text{ KN/ml.}$

**Palier :**

**E.L.U :**  $N_p = 1,35G_p + 1,5Q_p$

$N_p = 1,35 * 6,35 + 1,5 * 2,50 = 12,32 \text{ KN/ml}$

**E.L.S :**  $q_p = G_p + Q_p$

$q_p = 6,35 + 2,5 = 8,85 \text{ KN/ml.}$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

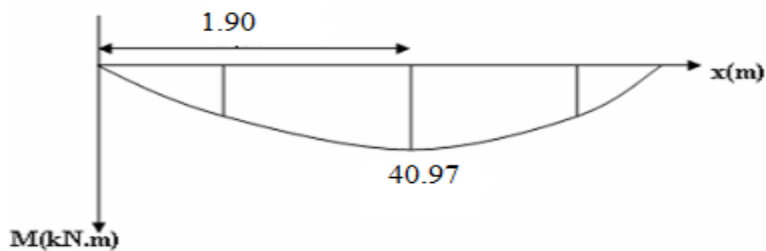
Combinaison	La volée (KN/ml)	Le palier (KN/ml)
E.L.U	16.38	12.32
E.L.S	11.86	8.85

Tableau IV.17 : Calcul des sollicitations d'escalier.

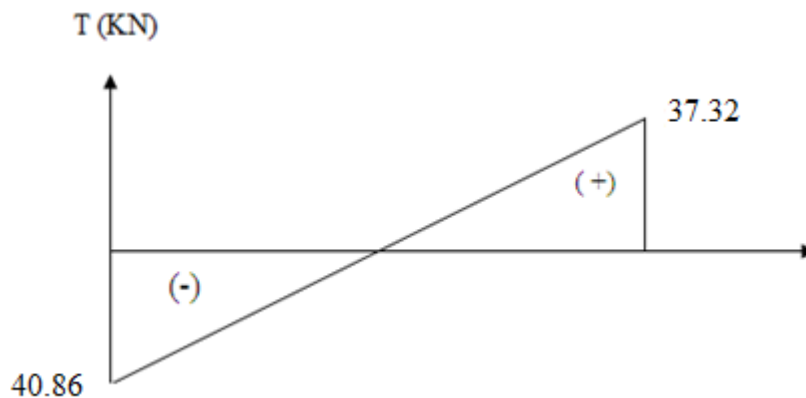
### 6.3.1-Diagramme des efforts internes :

A-E.L.U :

Moment fléchissant :



Effort tranchant :



Avec :  $R_A = 40.85 \text{ KN}$

$R_B = 37.32 \text{ KN}$

**Remarque:**

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement **BAEL99** préconise une réduction partielle du moment  $M0 = Mmax$

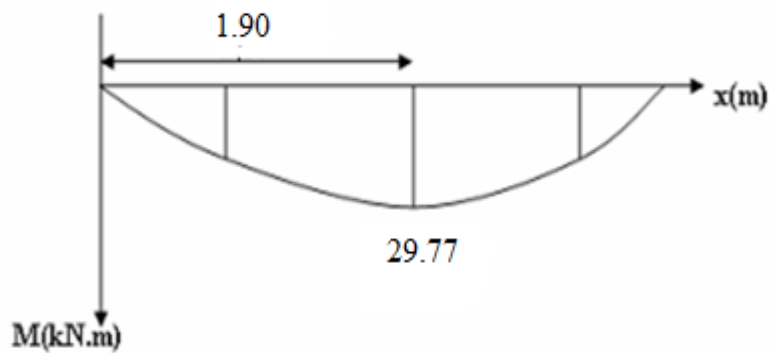
Le moment en travée :  $Mt = 0,85 M0$

Le moment en appui:  $MA = 0,50 M0$

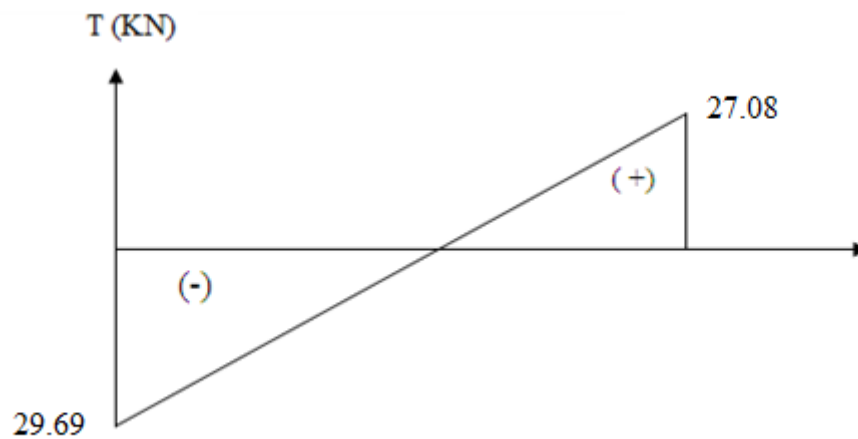
- Le moment en travée :  
 $Mt = 0.85 * 40.97 = 34.82 \text{ KN.m}$
- Le moment en appuis :  
 $Ma = 0.5 * 40.97 = 20.48 \text{ KN.m}$

**B-E.L.S :**

- Moment fléchissant



- Effort tranchant :



Avec :  $R_A = 29.69 \text{ KN}$

$R_B = 27.08 \text{ KN}$

Le moment en travée :

$M_t = 0.85 * 29.77 = 25.30 \text{ KN.m}$

Le moment en appuis :

$M_a = 0.5 * 29.77 = 14.88 \text{ KN.m}$

### 6.3.2-Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )

Tel que :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $h=20 \text{ cm}$ .

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $d=0,9h=18$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	34.82	0.0758	Oui	0	0.098	17,29	5.78	5T14	7,70
<b>Appuis</b>	20.48	0.0446	Oui	0	0.057	17.59	3.40	4T12	4,52

Tableau IV.18 : Ferrailage de l'escalier.

### Espacement :

En travée :  $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Sur appuis :  $esp = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$

### Le choix :

#### **En Travée**

5T14 avec  $e=25 \text{ cm}$

#### **Sur appuis**

4T12 avec  $e=30 \text{ cm}$



**Armatures de répartition :****En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,93 \leq A_r \leq 3,85$$

Le choix est de : 5T10=3.14 cm

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

5T10 avec ;  $e=25\text{ cm}$

**Sur appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \leq A_r \leq 2,26$$

Le choix est de : 5T8=3,14cm<sup>2</sup>

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

5T8 avec ;  $e=25\text{cm}$

**6.4-Vérifications :****1. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :  $A_s = 7,70\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2$  ..... vérifiée.

Sur appuis :  $A_s = 4,52\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63\text{cm}^2$  ..... vérifiée.

**2. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{26,85 \cdot 10^3}{1000 * 180} = 0,15\text{MPa} < \bar{\tau}_u \text{ ..... vérifiée.}$$

**6-5 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26,85 * 10^3 - \frac{20,48 * 10^6}{0,9 * 180} = -99,6\text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,149 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**6-6 : Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**Vérification des contraintes du béton :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=16,20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	<b>M<sub>ser</sub>(KNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	<b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b>
<b>Travée</b>	25.30	4.16	4.15	14352.17	7.315	Vérifiée
<b>Appui</b>	14.88	2.41	3.26	11746.66	4.13	Vérifiée

Tableau IV.19:Vérification des contraintes.

**6.7-Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{18}{365} = 0,049 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{14.16}{100 \times 16,20} = 0,0078 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,049 \geq 0,0849 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad L=3.65 \text{ m} < 5\text{m}. \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$  ;  $E_v=10721,40\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
25.30	4.16	0.019	337.8	3	1.2	0.128	57394.6	23636.8	37841.12

Tableau IV.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,631\text{cm} \\ f_v = 1,183\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,551\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{344}{500} = 0.688\text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,551\text{cm} < \bar{f} = 0,688\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

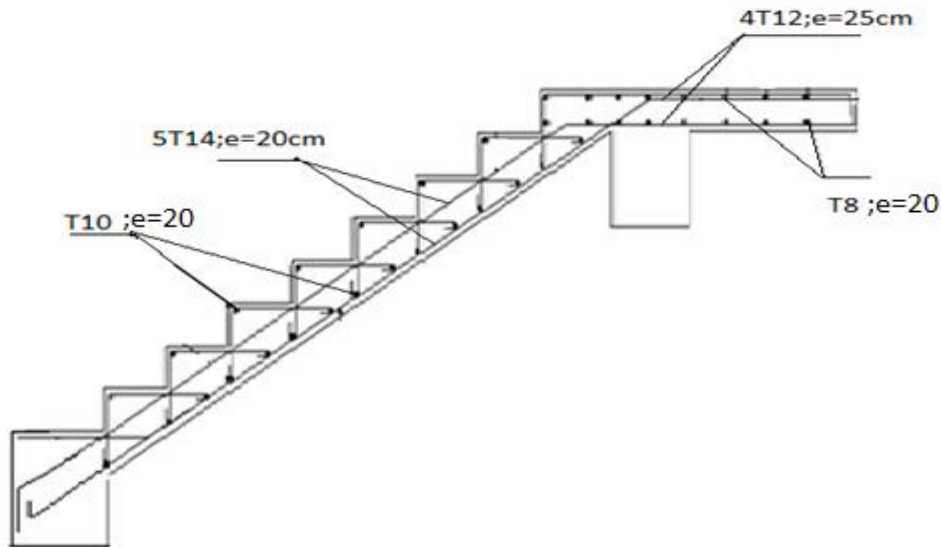


Figure IV.24 : Ferrailage d'escaliers.

### 6.8-Poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée sollicitée par :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Charge linéaire provenant du palier.

#### Pré dimensionnement :

➤ Règle du BAEL 91:

La hauteur  $h$  de la poutre doit être .....  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

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

Avec :  $L$  : la portée de la poutre.

$h$  : la hauteur de la poutre.

$b$  : la largeur de la poutre.

➤ Condition de RPA 99 "version 2003" :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20$  cm.
- $h \geq 30$  cm.
- $h/b \leq 4,0$ .

La poutre palière de portée :  $L_{\max} = 2.5$  m.

➤ Selon le règlement du BAEL 91 "modifié 99" :

➤  $(16.67 \leq h \leq 25)$  cm  $\Rightarrow$  on prend :  $h = 30$  cm (selon RPA 99).

➤  $(9 \leq b \leq 21)$  cm  $\Rightarrow$  on prend :  $b = 20$  cm.

➤ Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003" :

$b \geq 20 \text{ cm}$   $\longrightarrow$   $b = 20 \text{ cm}$  ..... c'est vérifiée.  
 $h \geq 30 \text{ cm}$   $\longrightarrow$   $h = 30 \text{ cm}$  ..... c'est vérifiée.  
 $h/b < 4$   $\longrightarrow$   $30/20 = 1,5 < 4$  ..... c'est vérifiée.

### 6.9-Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre :  $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1.5 \text{ kN/ml}$ .

Poids de la maçonnerie :  $G_{\text{maço}} = 2.85 \times 3.06 = 8.72 \text{ kN/ml}$ .

Réaction d'appui provenant de la paillasse et du palier :

$R_{\text{ult}} = 28.70 \text{ kN}$

$R_{\text{ser}} = 20.71 \text{ kN}$

$R_{\text{ult}} = 28.70 / 2.50 = 11.48 \text{ kN/ml}$

$R_{\text{ser}} = 20.71 / 2.50 = 8.28 \text{ kN/ml}$

### Combinaison de charges:

$q_u = 1.35 (1.5 + 8.72) + 11.48 = 26.81 \text{ kN/ml}$

$q_{\text{ser}} = (1.5 + 8.72) + 8.28 = 18.5 \text{ kN/ml}$

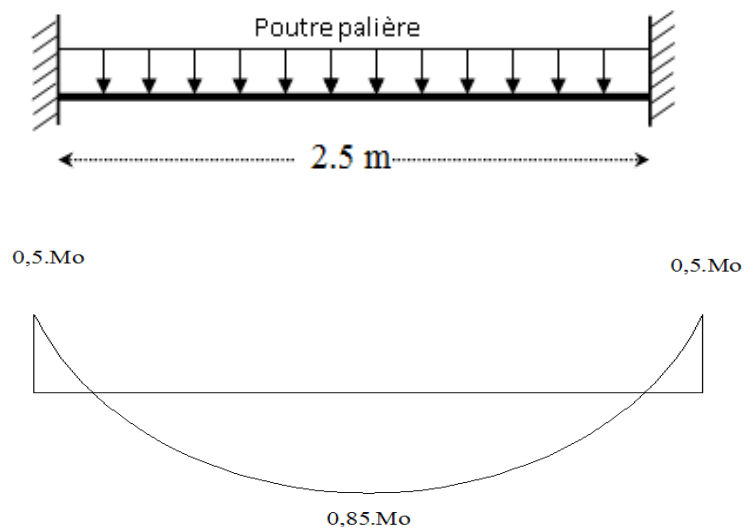


Figure IV.25: **Schéma statique de la poutre palière.**

### Calcul des efforts :

Le moment maximale d'une poutre simplement appuyée est donner par :  $M^{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{8}$

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement BAEL 91 préconise une réduction partielle du moment isostatique  $M_o$ , tel que :

$M_o = M^{\text{max}}$

$M_{t0} = 20.95 \text{ Kn}$ .

Le moment en travée :  $M_t = 0,85.M_o$

Le moment en appui :  $M_a = 0,5.M_o$

### 6.10-Ferraillage de la poutre palière (ELU) :

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

$b = 20 \text{ cm}$ ;  $h = 30 \text{ cm}$ ;  $d = 27 \text{ cm}$ .

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ;  $f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$ ;  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ;  $\gamma_s = 1,5$ ;  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$ .

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_u$ (kN.m)	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ calculée (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	17.80	0	1.98	3T12=3,39
Appui	10.47	0	1.14	3T12=3,39

Tableau IV.21 : Résultats de ferraillage de la poutre palière.

### Armature transversale :

$$\varphi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{\min} \right\}$$

$$\varphi_t = \min \{8,57, 20, 12\}$$

$$\Rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

- **C.B.A 93 :**

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

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

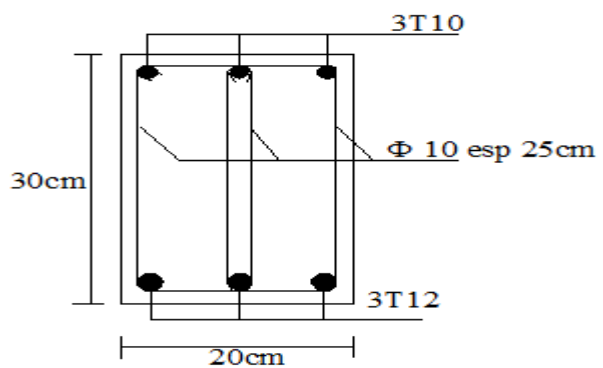


Figure IV.26 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

## **1- INTRODUCTION**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel SAP2000 (ver 14.0.0) moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

## **2- ETUDE DYNAMIQUE**

### **2.1. Introduction**

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### **2.2. Modélisation mathématique**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**2.3. Caractéristiques dynamiques propres**

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots (1)$$

Avec :

- $[M]$  : Matrice de masse de la structure.
- $[K]$  : Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.
- $\omega$ : Fréquence de vibration.
- $\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[ [K] - \omega^2 [M] ] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$



Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "*Equation caractéristique*".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les (n) solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modal Shape).

### **3 -MODELISATION 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, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du *SAP2000 (version 14.0.0)*.

#### **3.1. Modélisation de la rigidité**

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n, dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur :  $n=6.p$ .

### 3-1-1 les éléments de portique

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

### 3-1-2 les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales
- Raidir la structure.

### 3.2. Modélisation de la masse :

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le "RPA99 version 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (*Mass source / From loads*), le SAP 2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule  $(G + \beta Q)$  imposée par le « RPA99 v2003 ».
- Tel que :  $\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation,).

## 4- ETUDE SISMIQUE

Une grande partie du territoire Algérien est soumise à une activité sismique très importante, de ce fait il est de notre devoir de concevoir et de réaliser des ouvrages capables de faire face à ce phénomène et de fournir une protection acceptable. Pour cela il faut déterminer les sollicitations sismiques engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de la structure et dans chaque sens.

#### 4.1 Méthode de calcul sismique :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

- la détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- **Analyse temporelle :**

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

- **analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- **Calcul statique équivalent :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamentale est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

#### 4.2. Méthode dynamique modale spectrale

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

### 4.3 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

-La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

-Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E)

### 4.4 Procédure de calcul

#### a. Calcul de la force sismique total

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **Classification de l'ouvrage selon son importance**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de *Groupe 2* (bâtiment à usage administratif dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

Le bâtiment sera implanté à khraicia « Alger » (zone III).

Ce qui implique  $A=0,25$ .

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3  $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s.} \\ T_2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$

- Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est fonction du pourcentage critique  $\xi$  où :  $\xi = 7\%$ .

-  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,8819$

- **La période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale ( $T_f$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le "RPA 99 version 2003" :

- Soit  $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

$h_N$  : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h)

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

**D'après le RPA99 v 2003 (tableau 4.7).**

Dans notre cas on a :  $\Rightarrow C_T = 0,05$ .

$$T_f = 0,050 (30,6)^{3/4} = 0,65 \text{ s.}$$

- Soit  $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Avec :  $h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Suivant la direction (x - x) :  $T_{fx} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{28,36}} = 0,52 \text{ s}$

Suivant la direction (y - y) :  $T_{fy} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{18,2}} = 0,65 \text{ s}$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T^2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(T^2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{T}\right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D_x = 2,14$$

$$\Rightarrow D_y = 1,85$$

-

- **Facteur de qualité Q**

Il 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.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$$

critère q	P <sub>q</sub>			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1-conditions minimales sur les files de treventement	-	0	-	0
2-Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3-Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4-Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	-	0,10
	Σ	0,20		0,20

Tableau V-1 **Facteur de Qualité 'q'**.

- **Le Poids Total De La Structure**

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

$\beta$  : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un  $\beta=0,2$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

- **Coefficient de comportement R:**

En fonction du système de contreventement tel que :  $R = 5$  (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (4.b)).

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(2,14)(1.20)}{5} W \Rightarrow V^X = 0,1284 W \\ V_y = \frac{(0.25)(1,85)(1.20)}{5} W \Rightarrow V^Y = 0,1110 W \end{cases}$$

### **b. Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des 1<sup>ères</sup> vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

### **c. Vérification des déplacements inter étage**

Nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- $\Delta_k^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_k^y$ ).
- $\delta_{ek}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{ek}^y$ ).
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:
  - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
  - Rajouter des voiles dans la structure.

- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

### 5. RESULTATS DE L'ANALYSE

Remarque : l'épaisseur des voiles utilisés est égale à  $e=20$  cm.

#### 5.1 Modèle Initial (voir figure ci-dessous)

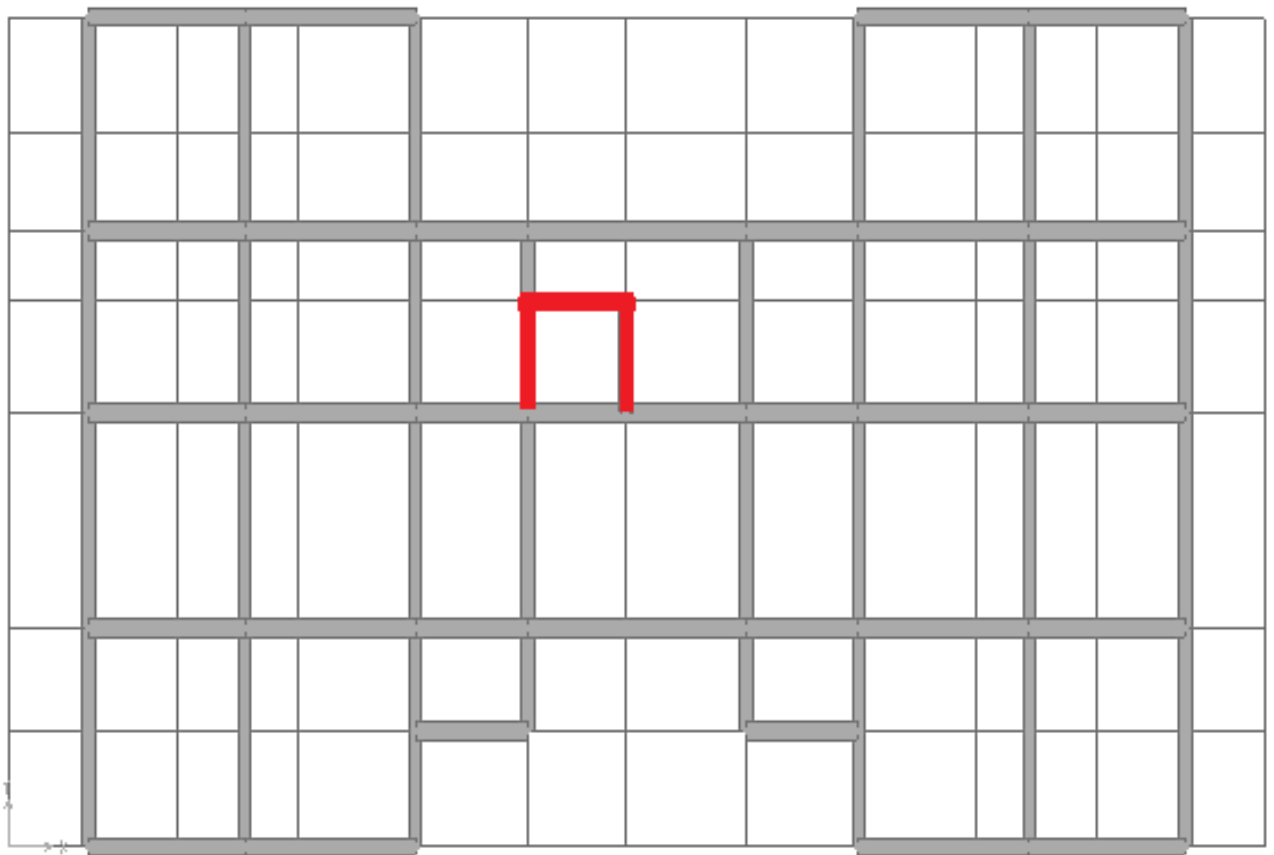


Figure V-1 : **Modèle Initial.**



<b>Etages</b>	<b>Elément</b>	<b>Section Epaisseur (CM)</b>
9 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup> /7 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	Poteau	30 x 30
	Voile	20
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	Poteau	35x 35
	Voile	20
3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup> /1 <sup>er</sup> 6 <sup>ème</sup>	Poteau	40 x 40
	Voile	20
RDC	Poteau	45 x 45
	Voile	20

TABLEAU .V-2: *Sections des poteaux et des voiles de chaque niveau.***A)- Analyse Modale**

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	1,530413	0,07787	0,03176	5,18E-08	0,07787	0,03176	1,530413
2	1,31312	0,02284	0,66177	0,000002696	0,10071	0,69354	1,31312
3	1,192983	0,61308	0,00825	0,000004138	0,7138	0,70178	1,192983
4	0,550487	0,0149	0,00358	1,833E-08	0,7287	0,70536	0,550487
5	0,387307	0,02502	0,13044	0,000001578	0,75372	0,8358	0,387307
6	0,358025	0,11917	0,02236	0,00002131	0,87289	0,85817	0,358025
7	0,316377	0,00617	0,00114	2,793E-08	0,87906	0,85931	0,316377
8	0,224075	0,00182	0,00054	3,987E-08	0,88088	0,85985	0,224075
9	0,184328	0,02756	0,03055	1,61E-08	0,90844	0,8904	0,184328
10	0,172749	0,0247	0,03083	0,00001612	0,93314	0,92123	0,172749

Tableau V-3 *Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.***B)- Constatations**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1<sup>er</sup> Mode  $T_1 = 1,53$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10<sup>ème</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de rotation.

- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y-y
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe x-x.

**C)- Résultantes des forces sismiques**

- $W = 44375,242 \text{ kN}$ .
- $\Rightarrow V^x = 5697,78 \text{ kN} \quad \Rightarrow 0.8V^x = 4558,22 \text{ kN}$
- $\Rightarrow V^y = 4925,65 \text{ kN} \quad \Rightarrow 0.8V^y = 3940.52 \text{ kN}$
- $F_1 = V_t^x = 2897,801 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_2 = V_t^y = 2897,654 \text{ kN} .$   
 $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,57$   
 $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,36$

**D)- Vérification des Déplacements inter étage**

$r_x=1,57 \quad ; \quad r_y=1,36$

**Remarque :** d'après l'RPA99 v 2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient  $r_x$  et  $r_y$  selon la direction.

<b>Z(m)</b>	$\delta_{eK}^x \text{ (cm)}$	$\delta_{eK}^y \text{ (cm)}$	$\delta_K^x \text{ (cm)}$	$\delta_K^y \text{ (cm)}$	$\Delta_K^x \text{ (cm)}$ X(rx)	$\Delta_K^y \text{ (cm)}$ X (ry)	$\bar{\Delta} \text{ (cm)}$	<b>Observation</b>
<b>30,6</b>	4.146	5.100	20.73	25.5	2.81	3.35	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>27.54</b>	3.789	4.606	18.94	23.03	3.28	3.68	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>24.48</b>	3.372	4.065	16.85	20.32	3.72	3.98	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>21.42</b>	2.897	3.479	14.48	17.39	4.03	4.21	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>18.36</b>	2.382	2.858	11.91	14.29	3.76	4.16	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>15.30</b>	1.902	2.246	9.51	11.23	3.86	4.14	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>12.24</b>	1.410	1.636	7.05	8.18	3.48	3.83	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>9.18</b>	0.967	1.072	4.83	5.36	3.33	3.44	3,06	<i>Non vérifier</i>
<b>6.12</b>	0.542	0.566	2.71	2.83	2.79	2.63	3,06	<i>Vérifier</i>
<b>3.06</b>	0.186	0.187	0.93	0.89	1.46	1.21	3.06	<i>Vérifier</i>

Tableau V-4 **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.**

⇒ Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

### 5. 2 Modèle N° 1 (voir figure ci-dessous)

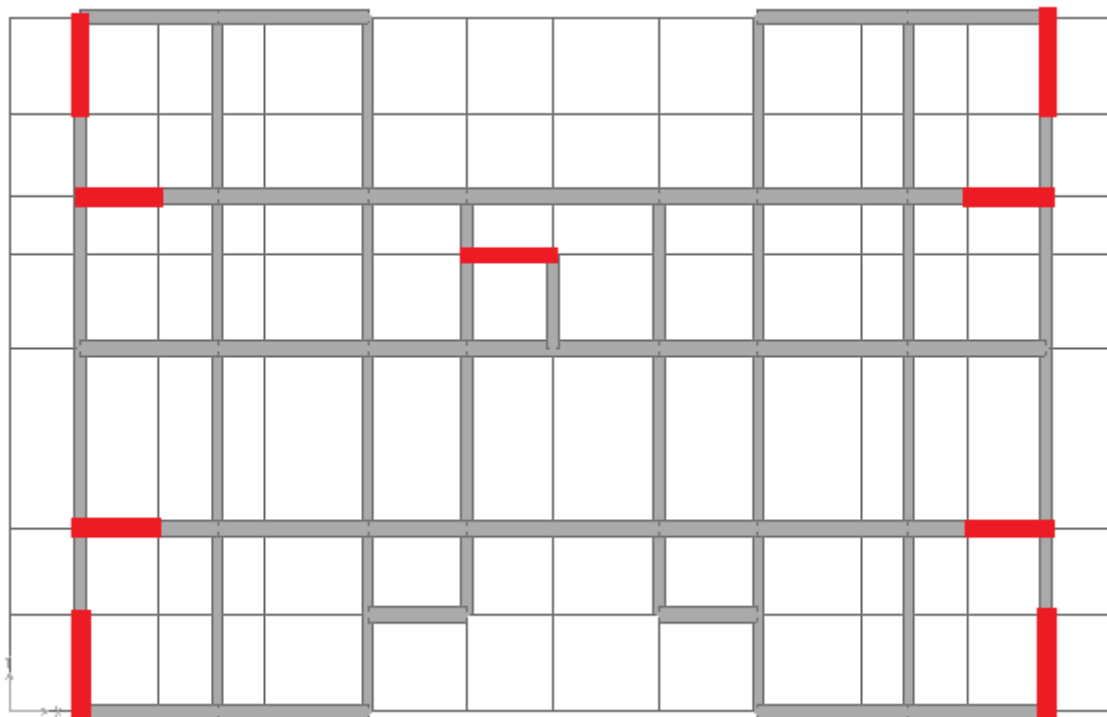


Figure- V-2 : **Modèle 2.**

### A)- Analyse Modale

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1,143471	0,07724	0,62455	7,688E-07	0,07724	0,62455	7,688E-07
2	1,126654	0,61381	0,07873	0,000001149	0,69105	0,70328	0,000001918
3	1,006762	0,00783	4,821E-07	3,378E-07	0,69888	0,70329	0,000002256
4	0,340176	0,1481	0,00561	0,000007354	0,84698	0,70889	0,00000961
5	0,333185	0,00577	0,14371	1,732E-08	0,85276	0,8526	0,000009627
6	0,284304	0,00182	2,372E-09	0,000001517	0,85457	0,8526	0,00001114
7	0,160998	0,05912	0,00029	0,000007304	0,91369	0,8529	0,00001845
8	0,154896	0,00027	0,06159	1,92E-08	0,91396	0,91449	0,00001847

Tableau. V-5 *Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2*

**B)- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.1434$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant la Y à l'ordre de 62.45 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant X à l'ordre de 61.38 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

**C)- Résultantes des forces sismiques**

- $W = 46394,842$  kN.
- $V^x = 5957.09$  kN  $\Rightarrow 0.8V^x = 4765.67$  kN
- $V^y = 5149.82$  kN  $\Rightarrow 0.8V^y = 4119.85$  kN
- $F_1 = V_t^x = 3359,934$  kN et  $F_2 = V_t^y = 3341,395$  kN .  
 $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1.42$   
 $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1.23$

**D)- Vérification des déplacements inter étage**

$r_x = 1.42$  ;  $r_y = 1,23$

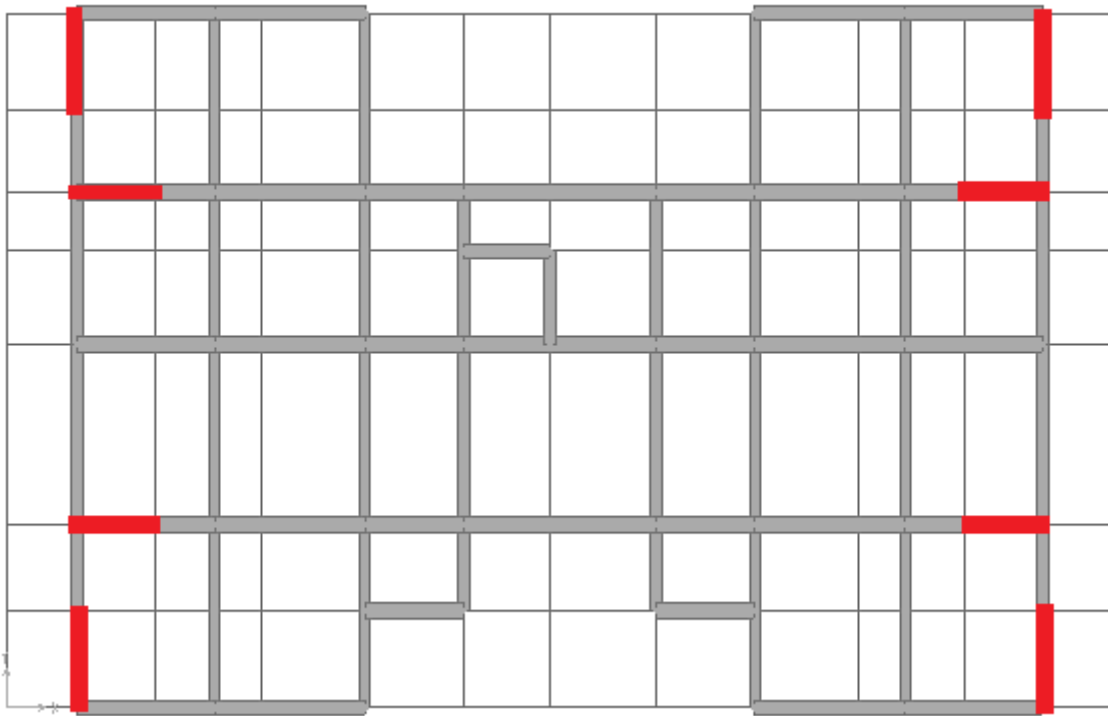
<b>Z(m)</b>	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<b>Observation</b>
<b>30,6</b>	4.533	4.389	22.66	21.94	3.12	2.53	3,06	Non vérifier
<b>27.54</b>	4.093	3.976	20.46	19.88	3.52	2.77	3,06	Non vérifier
<b>24.48</b>	3.612	3.524	18.06	17.62	3.73	3.05	3,06	Non vérifier
<b>21.42</b>	3.087	3.028	15.43	15.14	3.93	3.27	3,06	Non vérifier
<b>18.36</b>	2.532	2.497	12.66	12.48	3.91	3.30	3,06	Non vérifier
<b>15.30</b>	1.981	1.959	9.90	9.79	3.83	3.29	3,06	Non vérifier
<b>12.24</b>	1.440	1.423	7.20	7.11	3.55	3.05	3,06	Non vérifier
<b>9.18</b>	0.941	0.923	4.70	4.61	3.15	2.72	3,06	Non vérifier
<b>6.12</b>	0.497	0.480	2.48	2.40	2.41	2.04	3,06	Vérifier
<b>3.06</b>	0.156	0.148	0.78	0.74	1.10	0.91	3.06	Vérifier

Tableau V-6 : **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=2.**

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.
- Nous allons garder la même disposition des voiles,
- De plus nous allons augmenter la section des poteaux.
- Et nous allons enlever le voile de la cage d'ascenseur car il n'a aucun effet sur le comportement de notre structure .

<b>Etages</b>	<b>Elément</b>	<b>Section Epaisseur (CM)</b>
9 <sup>ème</sup> /8 <sup>ème</sup> /7 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	Poteau	40 x 40
	Voile	20
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	Poteau	45x 45
	Voile	20
3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup> /1 <sup>èr</sup> 6 <sup>ème</sup>	Poteau	50 x 50
	Voile	20
RDC	Poteau	55 x 55
	Voile	20

Tableau V-7 : *.sections des poteaux et des voiles de chaque niveau*

**4. Modèle Final (voir figure ci-dessous)**Figure- V-3 : **Modèle Final.****A)- Analyse Modale**

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	1,0326	2,417E-07	0,71362	1,406E-07	2,417E-07	0,71362	1,406E-07
2	0,99052	0,71986	4,624E-07	7,49E-09	0,71986	0,71362	1,481E-07
3	0,900194	0,00308	0,000008561	1,353E-09	0,72294	0,71363	1,495E-07
4	0,306785	0,13967	1,133E-07	2,946E-08	0,86261	0,71363	1,789E-07
5	0,300988	1,412E-07	0,14108	2,263E-07	0,86261	0,8547	4,052E-07
6	0,257127	0,00018	0,000001198	4,789E-09	0,8628	0,85471	0,00000041
7	0,153686	0,05435	1,798E-09	2,106E-08	0,91715	0,85471	4,311E-07
8	0,142256	3,111E-09	0,06045	1,199E-07	0,91715	0,91516	5,509E-07

Tableau. V-8 : **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final**

**B)- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.0326$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

**C)- Résultantes des forces sismiques**

- $W = 47991.280$  kN.
- $V^x = 6162.08$  kN  $\Rightarrow 0.8V^x = 4929.66$  kN
- $V^y = 5327.03$  kN  $\Rightarrow 0.8V^y = 4261.62$  kN
- $F_1 = V_t^x = 3821.41$  kN et  $F_2 = V_t^y = 3696.63$  kN .

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1.29$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1.15$$

**D)- Vérification des déplacements inter étage**

$$r_x = 1.29 \quad ; \quad r_y = 1.15$$

<b>Z(m)</b>	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<b>Observation</b>
<b>30,6</b>	3.653	3.782	18.26	18.91	1.86	1.84	3,06	Vérifier
<b>27.54</b>	3.364	3.463	16.82	17.31	2.18	2.07	3,06	Vérifier
<b>24.48</b>	3.027	3.103	15.13	15.51	2.50	2.33	3,06	Vérifier
<b>21.42</b>	2.639	2.696	13.19	13.48	2.77	2.58	3,06	Vérifier
<b>18.36</b>	2.209	2.248	11.04	11.24	2.86	2.69	3,06	Vérifier
<b>15.30</b>	1.765	1.780	8.82	8.90	2.94	2.74	3,06	Vérifier
<b>12.24</b>	1.309	1.304	6.54	6.52	2.79	2.61	3,06	Vérifier
<b>9.18</b>	0.874	0.851	4.37	4.25	2.60	2.30	3,06	Vérifier
<b>6.12</b>	0.471	0.451	2.35	2.25	2.06	1.79	3,06	Vérifier
<b>3.06</b>	0.150	0.137	0.75	0.69	0.96	0.79	3.06	Vérifier

Tableau V-9 : **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.**

### 5. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales

#### a- Vérification :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton **sous (G+Q+E)**.

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

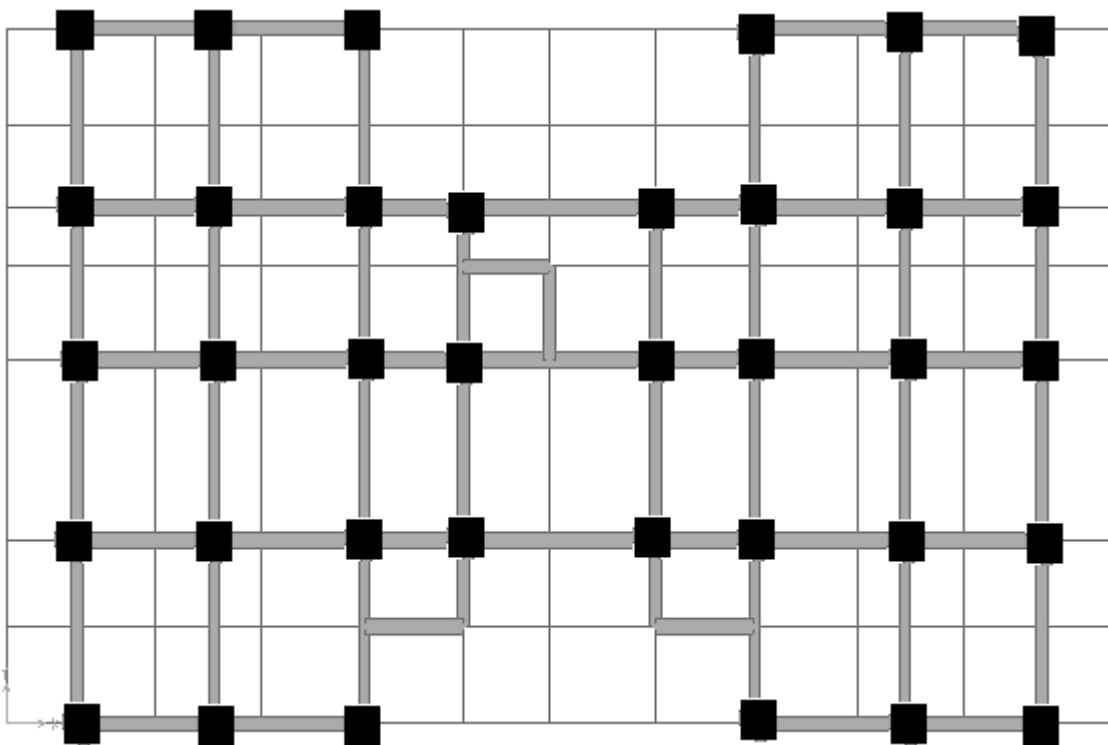


Figure- V-4 : *Repérage des Poteaux.*



<b>Niveaux</b>	<b><math>N_d</math> (KN)</b>	<b><math>B_c</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>Obs</b>	<b>Section corrigée (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>Obs</b>
<b>P9</b>	195.46	40*40	0.04	<0,3	40x40	0.04	<0,3
<b>P8</b>	337.89	40*40	0.08	<0,3	40x40	0.08	<0,3
<b>P7</b>	477.25	40*40	0.11	<0,3	40x40	0.11	<0,3
<b>P6</b>	765.01	40*40	0.19	<0,3	40x40	0.19	<0,3
<b>P5</b>	983.20	45*45	0.19	<0,3	45x45	0.19	<0,3
<b>P4</b>	1213.35	45*45	0.23	<0,3	45x45	0.23	<0,3
<b>P3</b>	1454.17	50*50	0.23	<0,3	50 x 50	0.23	<0,3
<b>P2</b>	1698.55	50*50	0.27	<0,3	50 x 50	0.27	<0,3
<b>P1</b>	1972.90	50*50	0.31	>0,3	55x55	0.26	<0,3
<b>RDC</b>	2289.14	55*55	0.30	=0.3	55x55	0.30	=<0.3

Tableau V-10 *Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux*b- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications :A) Analyse Modale :

<b>Modes</b>	<b>PERIODE(s)</b>	<b>FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)</b>					
		<b>U<sub>x</sub></b>	<b>U<sub>y</sub></b>	<b>U<sub>z</sub></b>	<b>ΣU<sub>x</sub></b>	<b>ΣU<sub>y</sub></b>	<b>ΣU<sub>z</sub></b>
1	1,027287	4,519E-08	0,71107	1,462E-07	4,519E-08	0,71107	1,462E-07
2	0,984298	0,7158	2,061E-07	5,102E-08	0,7158	0,71107	1,972E-07
3	0,895058	0,0035	0,00001284	2,009E-10	0,7193	0,71108	1,974E-07
4	0,306153	0,14151	0,00000249	0,000000263	0,86081	0,71108	4,605E-07
5	0,300671	0,000002879	0,14253	5,037E-08	0,86081	0,85361	5,108E-07
6	0,25671	0,00022	0,000002935	3,325E-07	0,86103	0,85362	8,433E-07
7	0,153536	0,05571	1,695E-07	0,00004147	0,91674	0,85362	0,0000423
8	0,142198	1,428E-07	0,0613	7,524E-07	0,91674	0,91492	0,0000430

Tableau V-11 *Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.*

**B) Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1.02728$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe x-x
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y
- Le troisième mode est un mode de rotation.

**C) Résultantes des forces sismiques**

- $W = 48135,867$  kN.
- $V^x = 6179.07$  kN  $\Rightarrow 0.8V^x = 4943.26$  kN
- $V^y = 5341.72$  kN  $\Rightarrow 0.8V^y = 4273.38$  kN
- $F_1 = V_t^x = 3840,365$  kN et  $F_2 = V_t^y = 3717,033$  kN .

$$V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1.29$$

$$V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1.15$$

**D) Vérification des déplacements inter étage**

$$r_x=1.29 ; r_y=1.15$$

<b>Z(m)</b>	$\delta_{eK}^x$ (cm)	$\delta_{eK}^y$ (cm)	$\delta_K^x$ (cm)	$\delta_K^y$ (cm)	$\Delta_K^x$ (cm)	$\Delta_K^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	<b>Observation</b>
<b>30,6</b>	3.641	3.772	18.20	18.86	1.87	1.84	3,06	Vérifier
<b>27.54</b>	3.351	3.452	16.75	17.26	2.18	2.08	3,06	Vérifier
<b>24.48</b>	3.013	3.091	15.06	15.45	2.53	2.35	3,06	Vérifier
<b>21.42</b>	2.621	2.682	13.10	13.41	2.78	2.58	3,06	Vérifier
<b>18.36</b>	2.189	2.234	10.94	11.17	2.86	2.69	3,06	Vérifier
<b>15.30</b>	1.744	1.766	8.72	8.83	2.93	2.73	3,06	Vérifier
<b>12.24</b>	1.290	1.292	6.45	6.46	2.80	2.58	3,06	Vérifier
<b>9.18</b>	0.857	0.842	4.28	4.21	2.54	2.30	3,06	Vérifier
<b>6.12</b>	0.462	0.441	2.31	2.21	1.99	1.74	3,06	Vérifier
<b>3.06</b>	0.153	0.140	0.76	0.70	0.98	0.81	3.06	Vérifier

Tableau V-12 : **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.**

### 6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ». (poids ).

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k » (E).

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (déjà calculer).

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

#### Sens x

Niveaux(m)	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	$\theta$	Vérif
<b>30,6</b>	4857.69	0.0187	1040.40	30.6	0.00285	<0,1 ok
<b>27.54</b>	9482.38	0.0218	1507.49	27.54	0.00497	<0,1 ok
<b>24.48</b>	14832.02	0.0253	2016.77	24.48	0.00760	<0,1 ok
<b>21.42</b>	18713.91	0.0278	2440.05	21.42	0.00995	<0,1 ok
<b>18.36</b>	23572.56	0.0286	2794.73	18.36	0.01043	<0,1 ok
<b>15.30</b>	28220.45	0.0293	3108.05	15.30	0.01738	<0,1 ok
<b>12.24</b>	33145.28	0.0280	3391.21	12.24	0.02235	<0,1 ok
<b>9.18</b>	37931.07	0.0254	3609.46	9.18	0.02907	<0,1 ok
<b>6.12</b>	42985.37	0.0199	3642.84	6.12	0.03854	<0,1 ok
<b>3.06</b>	48123.62	0.0098	3840.36	3.06	0.04013	<0,1 ok

Tableau V-13 : Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.

Sens y

Niveaux(m)	$P_k(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	$\theta$	Vérif
30,6	4857.69	0.0184	1188.29	30,6	0.00245	<0,1 ok
27.54	9482.38	0.0208	1482.99	27.54	0.00482	<0,1 ok
24.48	14832.02	0.0235	1964.56	24.48	0.00724	<0,1 ok
21.42	18713.91	0.0258	2370.90	21.42	0.00950	<0,1 ok
18.36	23572.56	0.0269	2707.20	18.36	0.01093	<0,1 ok
15.30	28220.45	0.0273	3007.42	15.30	0.01674	<0,1 ok
12.24	33145.28	0.0258	3278.47	12.24	0.02131	<0,1 ok
9.18	37931.07	0.0230	3486.66	9.18	0.02725	<0,1 ok
6.12	42985.37	0.0174	3643.24	6.12	0.03354	<0,1 ok
3.06	48123.62	0.0081	3717.03	3.06	0.03427	<0.1 ok

Tableau V-14 : *Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y.***7. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'*RPA99 v2003*, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 52747.22$  kN. (Combinaisons **ELS**).

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 9114.20$  kN. (Combinaisons **ELS**).

$P_{voiles} / P_{Tot} = 17,28 \% < 20\%$ .

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- **pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques : (la sollicitation « E »).**

## Sens x

<b>Etage</b>	<b><math>V_{Tot}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{port}</math>(kN)</b>	<b><math>V_{Tot}</math> (%)</b>	<b><math>V_{port}</math>(%)</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	1105.39	1040.40	100	94.12
<b>8<sup>ème</sup></b>	1507.48	1176.49	100	78.04
<b>7<sup>ème</sup></b>	2016.76	1373.97	100	68.12
<b>6<sup>ème</sup></b>	2440.04	1520.13	100	62.29
<b>5<sup>ème</sup></b>	2794.73	2047.83	100	73.27
<b>4<sup>ème</sup></b>	3114.36	1940.09	100	62.29
<b>3<sup>ème</sup></b>	3390.50	2339.19	100	69.01
<b>2<sup>ème</sup></b>	3609.66	2074.30	100	57.46
<b>1<sup>ère</sup></b>	3769.84	2089.63	100	55.43
<b>RDC</b>	3840.36	1658.38	100	43.18

Tableau V-15 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

## Sens y

<b>Etage</b>	<b><math>V_{Tot}</math> (kN)</b>	<b><math>V_{port}</math>(kN)</b>	<b><math>V_{Tot}</math> (%)</b>	<b><math>V_{port}</math>(%)</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	1188.27	1050.46	100	88.40
<b>8<sup>ème</sup></b>	1482.99	997.10	100	67.23
<b>7<sup>ème</sup></b>	1964.56	1152.08	100	58.64
<b>6<sup>ème</sup></b>	2370.90	1238.70	100	52.24
<b>5<sup>ème</sup></b>	2707.20	1618.07	100	59.76
<b>4<sup>ème</sup></b>	3013.50	1494.87	100	49.60
<b>3<sup>ème</sup></b>	2779.99	1784.28	100	54.39
<b>2<sup>ème</sup></b>	3488.54	1587.61	100	45.50
<b>1<sup>ère</sup></b>	3643.34	1523.37	100	41.81
<b>RDC</b>	3717.03	1304.74	100	35.10

Tableau V-16 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.

**Conclusion :**

Etant donné que :

-les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=5$ ) est justifié.

-Dans la suite de l'étude, la composante  $u_1$  du spectre de réponse est multipliée par  $r_x = 1.29$  et la composante  $u_2$  du spectre de réponse est multipliée par  $r_y = 1.29$

## 1. INTRODUCTION :

Le Ferrailage des éléments résistants devrait être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **B.A.E.L. 91 modifié 99** et le **RPA99 (version2003)**.

Notre structure se compose des éléments résistants suivants :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

## 2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

### 2.1. Ferrailage Longitudinal :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations.

Les poteaux sont calculés en flexion composée (déviée) sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales ; chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et deux moments de flexion ( $M_{x-x}$ ), ( $M_{y-y}$ ).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue : S.E.T.
- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

<b>Situation</b>	<b>Béton</b>			<b>Acier</b>		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI-1 **Tableau des Contraintes.**

### 2.1.1. Recommandations selon les B.A.E.L.91 modifiées 99 :

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_l/B \leq 5\% \quad B: \text{ section de béton.} \end{cases}$$

### 2.1.2. Recommandations selon l'R.P.A .99 version 2003 :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal  $\phi_l = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de  $50 \phi_l$  en zone de recouvrement
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
  - En zone de recouvrement  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
  - En zone courante  $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$

Avec :  $A_s$  : La section d'acier.

$B$  : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous

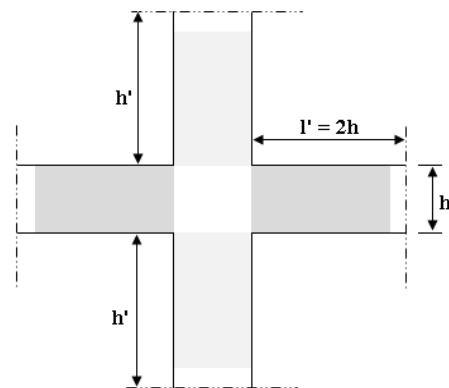


Figure VI-1 **Zone Nodale.**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau



- **Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  et de sa valeur limite  $\overline{\tau_u}$**  La contrainte

tangentielle dans les poteaux  $\tau_u$  est conventionnellement prise égale à :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$  ;  $V_u$  : la

valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime ( $T_u$ ).

$b_0$  : la largeur du poteau.

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

- **Contrainte tangentielle admissible  $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangente limite  $\overline{\tau_u}$  a pour valeur

→ **Selon le B.A.E.L. 91 modifiées 99 :**

Armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

→ **Selon RPA 99 V2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad \Leftrightarrow \text{(Art 7.4.3.1 RPA99)}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

- **Élancement  $\lambda$**

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs  $\phi_t$  est donnée par la relation :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \quad \phi_l : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

### 2.1.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel *SOCOTEC* par utilisation du règlement *B.A.E.L.91 modifié 99*.

### 2.1.4. Combinaisons d'Actions :

En fonction du type de sollicitation, on a :

➔ **Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :**

Situation durable

$$\text{ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS : } G+Q$$

➔ **Combinaisons selon *R.P.A.99 version 2003* :**

Situation accidentelle

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

$$-N^{\max}, M^{\text{corr}}$$

$$-N^{\min}, M^{\text{corr}}$$

$$-N^{\text{corr}}, M^{\max}$$

### **Remarque :**

Le moment  $M^{\text{corr}}$  est le max entre ( $M_2$  et  $M_3$ ), à partir des résultats de sap 2000 v 14.0.0

Les tableaux suivants résument les résultats trouvés :

➔ Situation durable ELU :

✓ Combinaison : 1,35G+1,5Q

<b>Combinaison</b>	<b>Etages</b>	<b>9<sup>ème</sup> /6<sup>ème</sup></b>	<b>5<sup>ème</sup> /4<sup>ème</sup></b>	<b>3<sup>ème</sup> /2<sup>ème</sup></b>	<b>1<sup>er</sup> /RDC</b>
	<b>Sections</b>	<b>40x40</b>	<b>45x45</b>	<b>50x50</b>	<b>55x55</b>
<b>ELU</b>	<b><math>N^{max}</math></b>	-843.58	-1290.31	-1763.79	-2268.76
	<b><math>M^{corr}</math></b>	11.68	11.66	-10.91	4.20
	<b><math>A'_s</math></b>	0	0	0	0
	<b><math>A_s</math></b>	0	0	0	0
	<b>Sollicitation</b>	SEC	SEC	SEC	SEC
	<b><math>N^{min}</math></b>	-106.92	-638.95	-909.85	-1186.85
	<b><math>M^{corr}</math></b>	-50.69	-35.15	34.75	34.32
	<b><math>A'_s</math></b>	0	0	0	0
	<b><math>A_s</math></b>	2.63	0.81	0	3.3
	<b>Sollicitation</b>	SPC	SPC	SEC	SPC
	<b><math>N^{corr}</math></b>	-138.04	-699.23	-987.70	-1313.19
	<b><math>M^{max}</math></b>	71.70	41.96	-41.49	40.66
	<b><math>A'_s</math></b>	0	0	0	0
	<b><math>A_s</math></b>	4.09	0	0	0
	<b>Sollicitation</b>	SPC	SPC	SPC	SEC

Tableau VI-2 Ferrillages des poteaux à L'ELU.

➔ Situation accidentelle N° 01 :

✓ Combinaison : G + Q + E

<b>Combinaison</b>	<b>étages</b>	<b>9<sup>ème</sup> /6<sup>ème</sup></b>	<b>5<sup>ème</sup> /4<sup>ème</sup></b>	<b>3<sup>ème</sup> /2<sup>ème</sup></b>	<b>1<sup>er</sup> /RDC</b>
	<b>sections</b>	<b>40x40</b>	<b>45x45</b>	<b>50x50</b>	<b>55x55</b>
<b>G+Q±E</b>	<b>N<sup>max</sup></b>	-766.34	-1211.49	-1707.09	-2331.07
	<b>M<sup>corr</sup></b>	-55.62	-4.39	-96.30	-139.86
	<b>A'<sub>s</sub></b>	0	0	0	0
	<b>A<sub>s</sub></b>	0	0	0	0
	<b>sollicitation</b>	SEC	SEC	SEC	SEC
	<b>N<sup>min</sup></b>	-56.79	-220.38	-100.53	-21.44
	<b>M<sup>corr</sup></b>	25.42	79.15	164.46	61.30
	<b>A'<sub>s</sub></b>	0	0	0	0
	<b>A<sub>s</sub></b>	1.19	2.66	9.81	3.23
	<b>Sollicitation</b>	SPC	SPC	SPC	SPC
	<b>N<sup>corr</sup></b>	-77.45	-269.57	-203.67	-2014.74
	<b>M<sup>max</sup></b>	91.06	179.62	203.74	-189.02
	<b>A'<sub>s</sub></b>	0	0	0	0
	<b>A<sub>s</sub></b>	6.74	10.84	11.44	0
	<b>Sollicitation</b>	SPC	SPC	SPC	SEC

Tableau VI-3. Ferrailages des poteaux (G+Q±E).

➔ Situation accidentelle N° 02 :

✓ Combinaison : G + 0.8E

combinaison	Etages	9 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup>		1 <sup>er</sup> /RDC	
	Sections	40x40	45x45	50x50		55x55	
0,8G±E	$N^{max}$	-582.56	-936.85	-1382.06	155.23	-1953.08	322.73
	$M^{corr}$	-58.33	-74.04	-171.90	160.39	-140.64	59.80
	$A'_s$	0	0	0	0	0	0
	$A_s$	0	0	0	8.75	0	0
	Sollicitation	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC
	$N^{min}$	-34.96	-40.84	-180.16	14.0	-222.74	226.74
	$M^{corr}$	92.86	153.78	60.61	194.55	31.07	185.78
	$A'_s$	0	0	0	0	0	0
	$A_s$	7.49	11.35	1.22	13.25	0	8.17
	Sollicitation	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC
	$N^{corr}$	-130.96	-112.13	30.50	/	-1687.31	/
	$M^{max}$	120.88	170.52	196.79	/	-185.90	/
	$A'_s$	0	0	0	/	0	/
	$A_s$	9.0	11.9	13.20	/	0	/
	Sollicitation	SPC	SPC	SPC	/	SEC	/

Tableau VI-4.Ferrailages des poteaux (0,8G±E ).

**2.1.5. Choix des armatures :**

Etages	Sections	$A_S^{cal}/face$	$A_S^{min}$	$A_S^{max}$	$A_S^{max}$	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$
	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(Z.C)(cm <sup>2</sup> )	(Z.R)(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	40X40	9.0	14.40	48	96	4T20+8T16	28.65
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	45X45	11.90	18.23	60.75	121.5	4T25+8T16	35.72
2 <sup>ème</sup> /3 <sup>ème</sup>	50X50	13.25	22.50	75	150	4T25+8T16	35.72
1 <sup>er</sup> /RDC	55X55	8.17	27.23	90.75	181.5	4T25+8T16	35.72

Tableau VI-5 **Choix des Armatures des Poteaux.****2.1.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :**

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

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

- Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable,

donc  $\sigma_s=201.63$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a.  $N_{\max}^{\text{ser}}$  ;  $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  (combinaisons ELS).

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{\text{sadd}}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc \text{ add}}$ (MPa)	Vérificat ion
9 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	40x40	-616.48	8.50	SEC	55.4	201.63	3.81	15	Ok
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	45x45	-942.611	8.49	SEC	62.8	201.63	4.26	15	Ok
3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup>	50x50	-1288.42	7.95	SEC	69.8	201.63	4.71	15	Ok
1 <sup>er</sup> /RDC	55x55	-1657.38	3.06	SEC	73.3	201.63	4.91	15	Ok

b.  $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$  ;  $M_{\max}^{\text{ser}}$  (combinaisons ELS ).

Etage	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{ser}}$ (kN)	$M_{\text{ser}}$ (kNm)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{\text{sadd}}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc \text{ add}}$ (MPa)	Vérificat ion
9 <sup>ème</sup> /6 <sup>ème</sup>	40x40	-101.44	52.42	SPC	114.4	201.63	5.6	15	Ok
5 <sup>ème</sup> /4 <sup>ème</sup>	45x45	-511.84	30.49	SEC	48.8	201.63	3.54	15	Ok
3 <sup>ème</sup> /2 <sup>ème</sup>	50x50	-722.87	30.15	SEC	50.4	201.63	3.58	15	Ok
1 <sup>er</sup> /RDC	55x55	-1440.34	29.53	SEC	72.90	201.63	6.35	15	Ok

Tableau VI-6 *Vérification des Contraintes des Poteaux.*

## 2.2. Vérification vis-à-vis de l'Effort Tranchant :

### 2.2.1. Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

→ Il faut vérifier que : (C.B.A.93 art 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

→ Selon ( **LE BAEL 91 modifié 99** ).

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

→ Selon (**Art 7.4.3.2 RPA99/VERSION 2003**).

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élançement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement. = 0.7 l0

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\tau_u$ RPA (MPa)	$\tau_u$ BAEL (MPa)	Vérification
9 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	40x40	40.01	0.27	18.52	0,075	1,875	2,50	Ok
5 <sup>ème</sup> / 4 <sup>ème</sup>	45x45	33.43	0.18	16.46	0,075	1,875	2,50	Ok
3 <sup>ème</sup> / 2 <sup>ème</sup>	50x50	31.49	0.14	14.82	0,075	1,875	2,50	Ok
1 <sup>er</sup> / RDC	55x55	28.52	0.10	13.48	0,075	1,875	2,50	Ok

Tableau VI-7. **Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux (ELU).**



**2.2.2. Ferrailage Transversal des Poteaux :**

→ Selon ( LE BAEL 91 modifie 99 ).

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varphi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

→ Selon (Art 7.4.2.2 RPA99/version 2003).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

Avec :

$\lambda_g$  : élancement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

→ **Exemple de calcul :**

**Espacement :**

**D'après le RPA 99 article 7.4.22.**

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale : (zone III)

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

On prend une valeur de  $S_t=10\text{cm}$

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06 \times 100}{40} = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de  $A_t$  :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{a \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{a \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 40.01 \cdot 10^3 \times 100}{400 \times 400} = 0.625\text{cm}^2$$

**$A_t=0.625\text{ cm}^2$  soit 3cadres T10  $A_t=3.14\text{cm}^2$**

**Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } \lambda_g=5.35 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.674\% \geq 0.3\%$$

**Alors la condition est vérifiée.**

• **En zone courante : (zone III)**

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi)$$

**$\Phi$** : diamètre minimal longitudinal

On prend la valeur de  $S_t=15\text{cm}$ .

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06 \times 100}{40} = 5.35 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de  $A_t$ :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{a \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 40.01 \times 10^3 \times 150}{400 \times 400} = 93.77 \text{ mm}^2$$

$A_t = 0.937 \text{ cm}^2$  soit: 4  $\Phi 10$   $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Dans notre cas  $\lambda_g = 5.35 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.393\% \geq 0.3\%$

Alors la condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 40.01 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0,279 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau}$  **Conditions vérifiées.**

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>t</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
9 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	40x40	4T20+8T16	20 et 16	10	15
5 <sup>ème</sup> / 4 <sup>ème</sup>	45x45	4T25 +8T16	25 et 16	10	15
3 <sup>ème</sup> / 2 <sup>ème</sup>	50x50	4T25 +8T16	25 et 16	10	15
1 <sup>er</sup> / RDC	55x55	4T25 +8T16	20 et 16	10	15

Tableau VI-8. **E spacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux**

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup> / 6 <sup>ème</sup>	40x40	2.142	5.35	2,50	40.01	N	10	0.625	4T10	3.14
						C	15	0.937	4T10	3.14
5 <sup>ème</sup> / 4 <sup>ème</sup>	45x45	2.142	4.76	3.75	33.43	N	10	0.464	4T10	3.14
						C	15	0.696	4T10	3.14
3 <sup>ème</sup> / 2 <sup>ème</sup>	50x50	2.142	4.28	3.75	31.49	N	10	0.394	4T10	3.14
						C	15	0.590	4T10	3.14
1 <sup>er</sup> / RDC	55x55	2.142	3.89	3.75	28.52	N	10	0.324	4T10	3.14
						C	15	0.486	4T10	3.14

Tableau VI-9. **Choix des Armatures Transversales des Poteaux**

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_i$  en zone III.

Pour :

T25..... L<sub>r</sub>=125 cm.

T20.....L<sub>r</sub>=100 cm.

T16.....L<sub>r</sub>=80 cm.

### 2.3. Ferrailage des Poteaux du Sous Sol :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B<sub>r</sub> : Section réduite du poteau considéré (B<sub>r</sub>=(a-2)(b-2)) cm<sup>2</sup>
- α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- $B$  : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).
- $N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

$$N_u(\text{RDC}) = 2268.78 \text{ kN}$$

- Poids du plancher (Sous sol) .....6.08x 17.10=103.96 kN
- Poids du poteau ..... 25x0,55x0,55x3.74 =28.284 kN
- Poids de la poutre principale ..... =13.95 kN
- Poids de la poutre secondaire ..... =11.04 kN

---


$$G_{SS} = 157.23 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$G_{\text{total}} = N_u(\text{RDC}) + G_{SS} = 2426.01 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{RDC}}=5.0 \times 17.10= 85.5\text{kN}$

$$N_{u1} = 1,35G+1,5Q = 3403.36 \text{ kN}$$

**b. Calcul du ferrailage**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15.88\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0.7 \times 3.74 \cdot 10^2}{15.88} = 16.49 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,814$
- $Br = (55 - 2)^2 = 2809.\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{3403.36.10^3}{0,814} - \frac{2809.10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -29.35.cm^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 27.22 \text{ cm}^2$$

### **Conclusion :**

Le calcul en compression simple des poteaux du sous sol à donné une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

Section	$A_s^{\text{cal}}$	$A_s^{\text{min}}$	Chois	$A_s^{\text{adopté}}$
cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>
55*55	-29.35	27.22	4T25+8T16	35.72

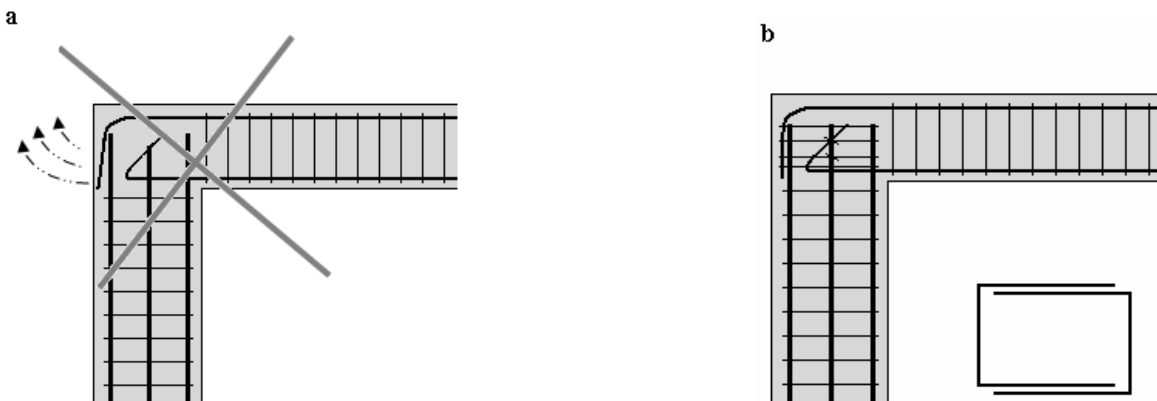
Tableau VI-10 **Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.**

#### • Nœuds poutre-poteau :

Tant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l'ancrage des barres; on efficacité dépend de la présence d'aciers de coupures ayant pour rôle :

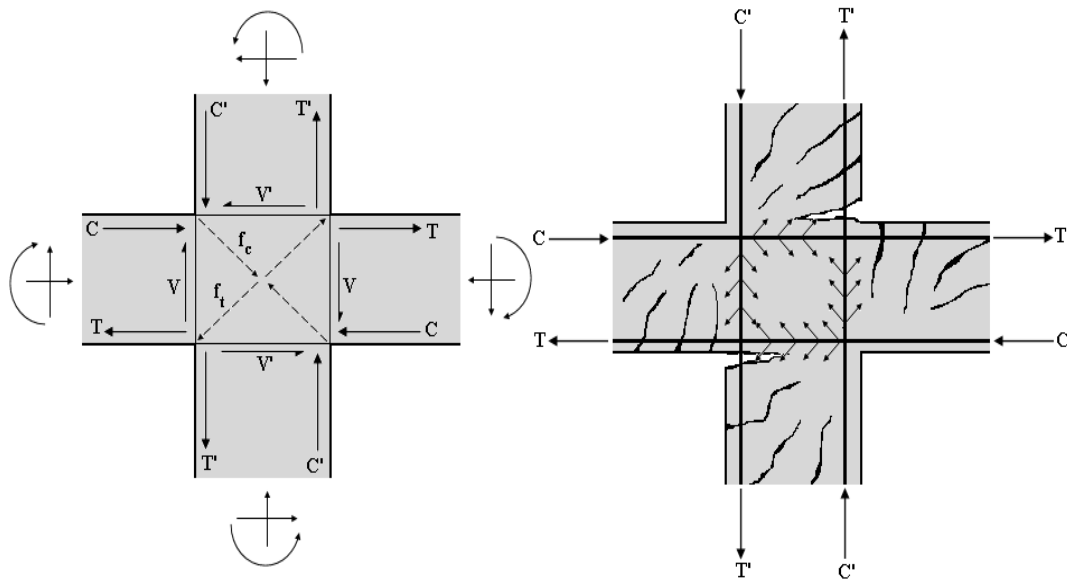
- d'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coupures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).



La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures, en effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme :

- un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.



Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central.

Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

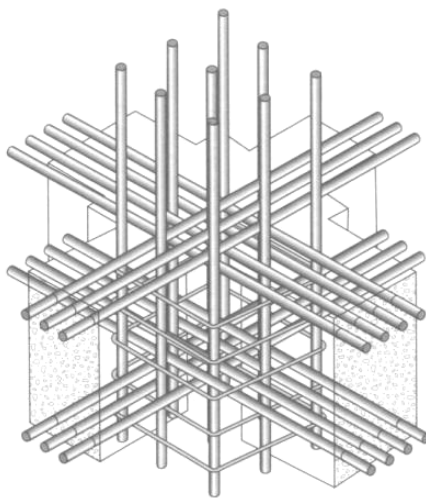
- un nœud doit posséder des performances (résistance) aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;
- la résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

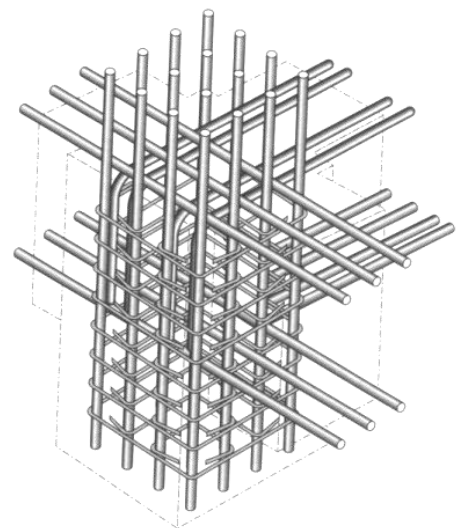


- les efforts de traction  $T$  et de compression  $C$  produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;
- la ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

Les figures suivantes donnent une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.



**Nœud central.**



**Nœud de rive**

Figure VI-2. *Disposition des armatures dans les nœuds.*

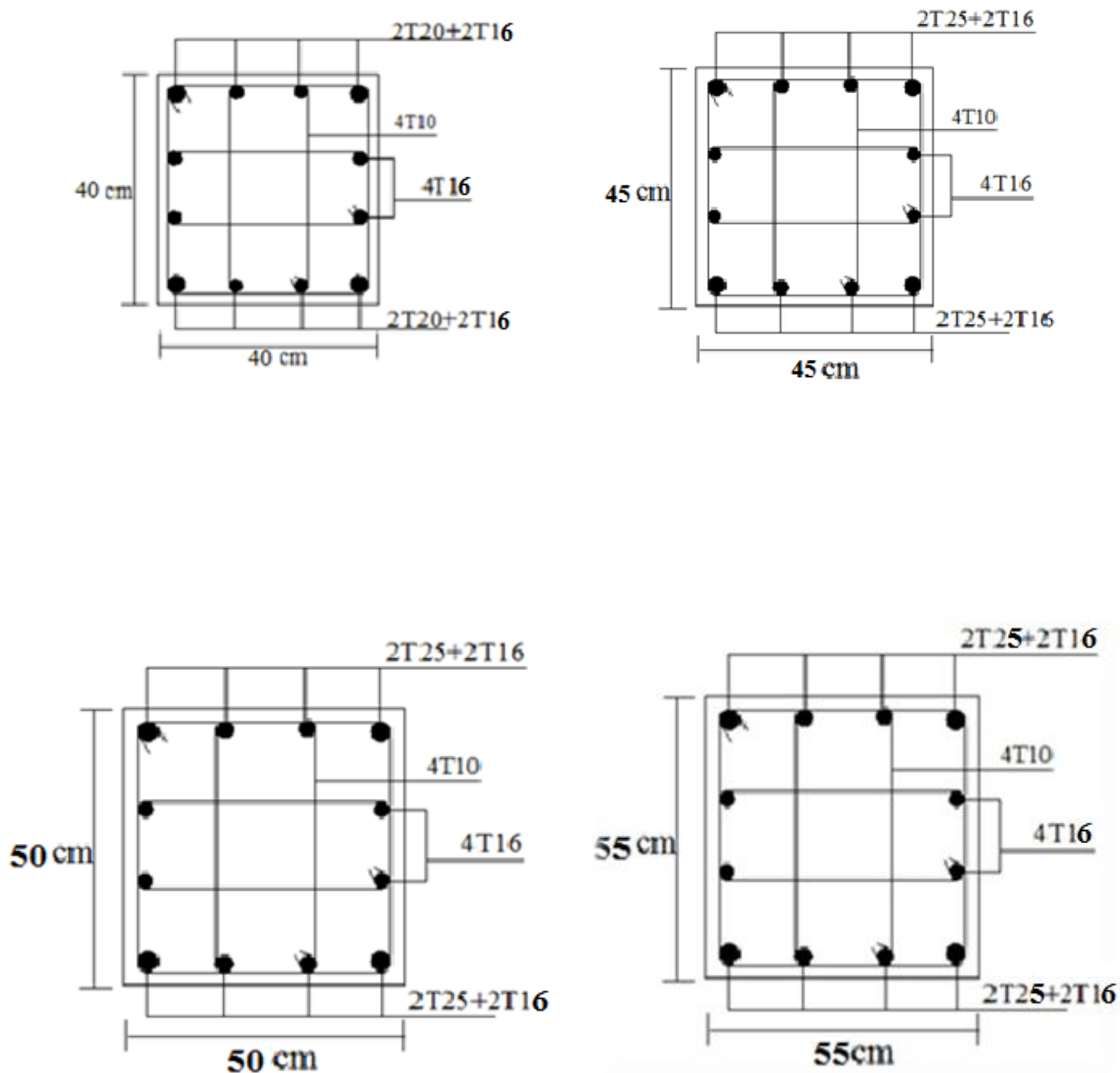
Dessin de ferrailage :

Figure VI-3. Schéma de Ferrailage des poteaux.

### 3 FERRAILAGE DES POUTRES :

#### 3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres porteuses qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres non porteuses qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

#### 3.2 Les Combinaisons de Charges :

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul **SAP 2000 V14.0**, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons d'actions suivantes :

➔ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{array}{l} \text{Situation durable} \\ \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \rightarrow \text{ELS: } G + Q \end{array} \right. \end{array}$$

➔ **Selon RPA 99/v2003 :**

$$\begin{array}{l} \text{Situation accidentelle} \\ \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow G + Q + E \\ \rightarrow 0,8G + E \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} (1) \\ (2) \end{array}$$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

#### 3.3 Recommandations des règlements :

➔ **Selon RPA99 version 2003 :**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.

➤  $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par:  $A_t = 0.003 S_t . b$  **RPA99 (Art 7.5.2.2)**

$b$ : longueur de la poutre.

$S_t$ : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- $S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\varphi \right]$  (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  (zone courante).

$h$ : hauteur de la poutre.

$\varphi$  : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ Situation durable:

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

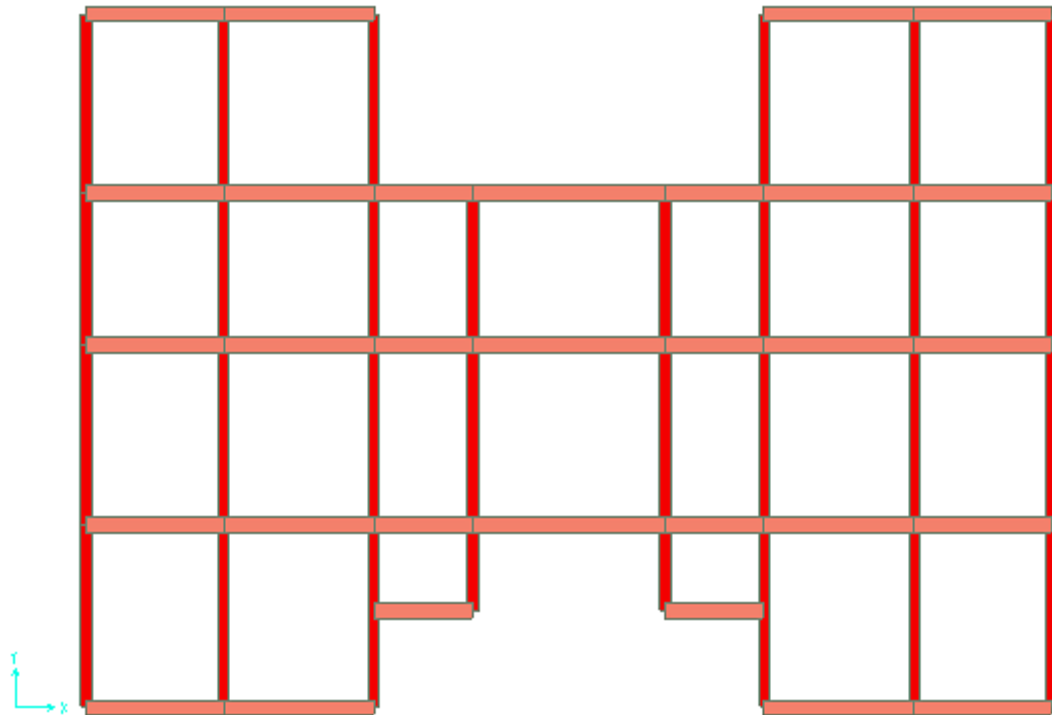
➤ Situation accidentelle:

- Béton:  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

### 3.4 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuses).



Poutre porteuse	
Poutre non porteuse	

Figure VI-4. *Disposition des Poutres.***Remarque**

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (flexion simple).

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_s'$  : représente les armatures de la fibre supérieure.

→ **Exemple d'étude de la poutre :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au 2<sup>ème</sup> plancher représenté sur la figure ci-dessous :

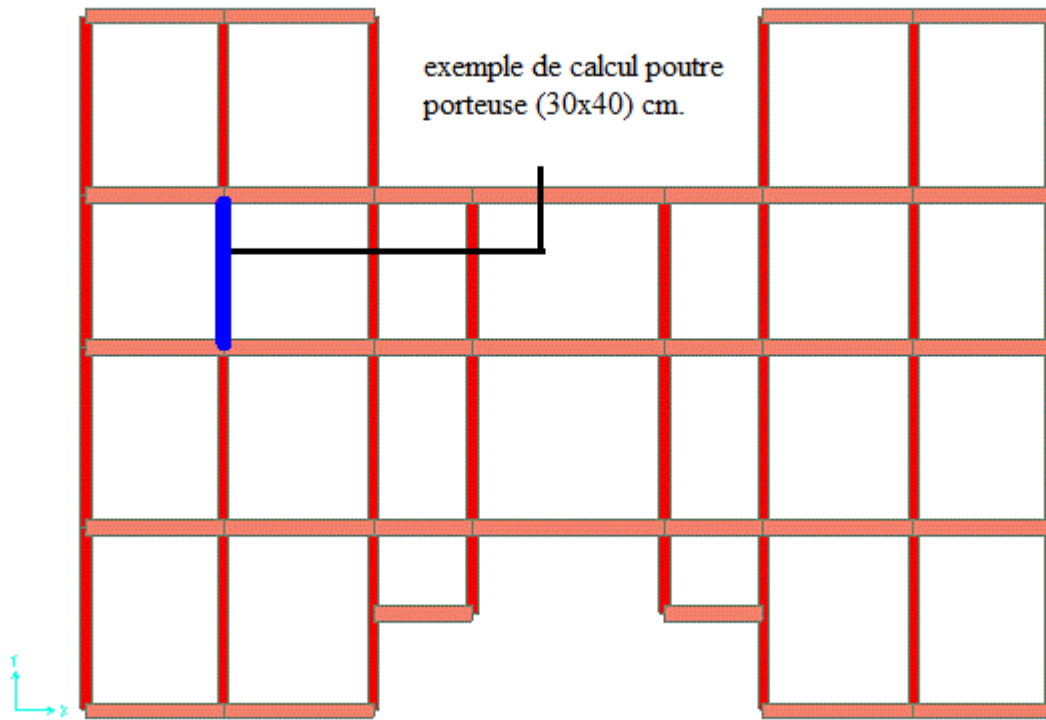


Figure VI-5 : les poutres principales et les poutres secondaires.

➔ **Situation durable : 1.35G+1.5Q**

✓ **En travée :**

**Données introduites :**

**Matériaux**

Contrainte béton :  $f_{c_j}$  25 MPa    Coeff. acier/béton n 15

Limite élast. acier :  $f_g$  400 MPa

Calcul aux ELU     Calcul aux ELS

Effort normal : Nu 0 kN    Effort .. : Ns    kN

Moment fléchissant Mu 47.35 kN\*m    Moment .. : Ms    kN\*m

**Coefficients**

durée chargement :  $\theta$  1

sécurité du béton :  $\gamma_b$  1.5

sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  1.15

**Convention signes**

N > 0 : compression  
M > 0 : tend la fibre inférieure

**Fissuration**

peu préjudiciable  
 préjudiciable  
 très préjudiciable

**Type d'armature**

rond lisse  
 barre HA  
 barre HA

**Géométrie**

Largeur : b 0.3 m

Hauteur : h 0.4 m

Pos. cdg armatures sup. : d' 0.04 m

Pos. cdg armatures inf. : c 0.04 m

Pour l'aide, appuyez sur F1    NUM

**Résultats**

**Résultats aux ELU : Sections d'armatures**

supérieures : 0 cm<sup>2</sup>

inférieures : 3.97 cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0.04$  m

**Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1    NUM

✓ **En appuis :**

**Données introduites :**

poutre porteuse - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poutre porteuse  
Nom du fichier : poutre porteuse

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Matériaux**

Contrainte béton :  $f_{cj}$  25 MPa Coeff. acier/béton n 15  
 Limite élast. acier :  $f_e$  400 MPa

Calcul aux ELU  
 Effort normal :  $N_u$  0 kN  
 Moment fléchissant  $M_u$  99,52 kN\*m  
 Calcul aux ELS  
 Effort .. :  $N_s$  kN  
 Moment .. :  $M_s$  kN\*m

**Coefficients**

durée chargement :  $\theta$  1  
 sécurité du béton :  $\gamma_b$  1,5  
 sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  1,15

**Sections d'armatures**

supérieures : cm<sup>2</sup>  
 inférieures : cm<sup>2</sup>

**Convention signes**

N > 0 : compression  
 M > 0 : tend la fibre inférieure

**Fissuration**

peu préjudiciable  
 préjudiciable  
 très préjudiciable

**Type d'armature**

rond lisse  
 barre HA  
 barre HA

**Géométrie**

Largeur : b 0,3 m  
 Hauteur : h 0,4 m  
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0,04 m  
 Pos. cdg armatures inf. : c 0,04 m

+G

Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM

**Résultat :**

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats aux ELU : Sections d'armatures**

supérieures : 0 cm<sup>2</sup>  
 inférieures : 8,87 cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,09$  m

**Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

+G

0,09 0,4 0,04 0,3

Pour l'aide, appuyez sur F1 NUM



Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

- **Poutre porteuse (30x 40)**

**a. Situation durable (ELU) : 1,35G+1,5Q**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	53.81	4.54	0	6
		Appui	-105.33	9.46	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	50.09	4.21	0	6
		Appui	-114.78	10.44	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	50.32	4.23	0	6
		Appui	-111.80	10.13	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	50.14	4.21	0	6
		Appui	-109.20	9.86	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	35.86	2.97	0	6
		Appui	-66.50	5.69	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	48.47	4.06	0	6
		Appui	-105.29	9.15	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	47.81	4.01	0	6
		Appui	-102.42	9.16	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	47.35	3.97	0	6
		Appui	-99.52	8.87	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	46.86	3.92	0	6
		Appui	-96.10	8.52	0	6
RDC	40x30	Travée	46.77	3.91	0	6
		Appui	-92.21	8.41	0	6

Tableau VI-11. **Ferrillage des Poutres 30x65 (Situation Durable).**

**b. Situation accidentelle G+Q±E**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	50.83	4.27	0	6
		Appui	-113.39	10.29	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	52.41	4.41	0	6
		Appui	-141.70	13.42	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	53.81	4.54	0	6
		Appui	-142.37	13.5	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	55.47	4.69	0	6
		Appui	-144.67	13.77	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	65.01	5.55	0	6
		Appui	-152.57	14.72	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	71.98	6.2	0	6
		Appui	-155.77	15.11	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	74.88	6.48	0	6
		Appui	-154.98	15.00	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	72.42	6.24	0	6
		Appui	-149.38	14.33	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	59.00	5.00	0	6
		Appui	-134.08	12.55	0	6
RDC	40x30	Travée	40.94	3.41	0	6
		Appui	-111.58	10.10	0	6

Tableau VI-12 .*Ferrillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).***c. Situation accidentelle 0.8G±E**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	41.16	3.42	0	6
		Appui	-91.57	8.08	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	51.75	4.35	0	6
		Appui	-115.47	10.51	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	55.53	4.69	0	6
		Appui	-116.76	10.65	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	60.34	5.13	0	6
		Appui	-119.63	10.96	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	71.42	6.15	0	6
		Appui	-127.88	11.86	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	78.28	6.79	0	6
		Appui	-131.54	12.26	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	80.97	7.05	0	6
		Appui	-131.39	12.25	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	78.22	6.78	0	6
		Appui	-126.49	11.70	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	64.44	5.50	0	6
		Appui	-111.91	10.14	0	6
RDC	40x30	Travée	42.88	3.57	0	6
		Appui	-90.28	7.95	0	6

Tableau VI-13. *Ferrillage des Poutres 30x40 (Situation Accidentelle).*

- **Poutre non porteuse (30x 40)**

**a. Situation durable 1,35G+1,5Q**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	24.55	2.01	0	6
		Appui	-45.42	3.80	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	36.28	3.00	0	6
		Appui	-66.89	5.71	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	36.28	3.0	0	6
		Appui	-66.28	5.71	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	5.54	0.44	0	6
		Appui	-47.45	3.97	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	35.86	2.97	0	6
		Appui	-66.50	5.69	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	35.50	2.49	0	6
		Appui	-66.45	5.68	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	35.13	2.90	0	6
		Appui	-66.27	5.67	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	34.87	2.88	0	6
		Appui	-65.97	5.64	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	34.54	2.85	0	6
		Appui	-65.62	5.61	0	6
RDC	40x30	Travée	34.68	2.87	0	6
		Appui	-64.81	5.53	0	6

Tableau VI-14. **Ferrillage des Poutres 30x55 (Situation Durable)**

**b. Situation accidentelle G+Q±E**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	76.16	6.59	0	6
		Appui	-79.46	6.90	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	102.86	9.21	0	6
		Appui	-113.73	10.33	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	107.91	9.72	0	6
		Appui	-120.24	11.02	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	112.11	10.16	0	6
		Appui	-130.15	12.11	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	124.36	11.74	0	6
		Appui	-143.65	13.65	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	129.60	12.05	0	6
		Appui	-150.82	14.50	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	129.08	11.99	0	6
		Appui	-152.24	14.67	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	122.33	11.25	0	6
		Appui	-147.36	14.09	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	111.51	10.10	0	6
		Appui	-128.51	11.93	0	6
RDC	40x30	Travée	83.50	7.29	0	6
		Appui	-102.70	9.19	0	6

Tableau VI-15. **Ferrillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).**

## c. Situation accidentelle 0.8G±E

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>SRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	73.57	6.35	0	6
		Appui	-77.80	6.75	0	6
8 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	99.89	8.90	0	6
		Appui	-104.55	9.38	0	6
7 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	105.24	9.45	0	6
		Appui	-110.06	9.95	0	6
6 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	109.82	9.92	0	6
		Appui	-120.75	11.08	0	6
5 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	122.36	11.25	0	6
		Appui	-134.82	12.63	0	6
4 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	127.98	11.87	0	6
		Appui	-142.71	13.54	0	6
3 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	127.92	11.86	0	6
		Appui	-145.14	13.83	0	6
2 <sup>ème</sup>	40x30	Travée	122.28	11.24	0	6
		Appui	-141.24	13.37	0	6
1 <sup>er</sup>	40x30	Travée	111.74	10.12	0	6
		Appui	-123.59	11.39	0	6
RDC	40x30	Travée	83.93	7.33	0	6
		Appui	-95.75	8.49	0	6

Tableau VI-16. Ferrillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).

a- Choix des armatures :

## a.1. Poutre porteuse (30x 40)

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4.27	6T14	9.24
		Appui				10.27	8T16	16.08
8 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4.41	6T14	9.24
		Appui				13.42	8T16	16.08
7 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4.54	6T14	9.24
		Appui				13.5	8T16	16.08
6 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	4.69	6T14	9.24
		Appui				13.77	8T16	16.08
5 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	5.55	6T14	9.24
		Appui				14.72	8T16	16.08
4 <sup>ème</sup>	30x40	Travée	48	72	6	6.2	6T14	9.24
		Appui				15.11	8T16	16.08

<b>3<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	6.48	6T14	9.24
		Appui				15.00	8T16	16.08
<b>2<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	6.24	6T14	9.24
		Appui				14.33	8T16	16.08
<b>1<sup>er</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	5.0	6T14	9.24
		Appui				12.55	8T16	16.08
<b>RDC</b>	30x40	Travée	48	72	6	3.41	6T14	9.24
		Appui				10.10	8T16	16.08

Tableau VI-17. **Choix des Armatures pour les Poutres 30x 40.****a.2 Poutre non porteuse (30x 40)**

<b>Etage</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Position</b>	<b>A<sub>S</sub> max (Z.C)(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>S</sub> max (Z.R)(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>S</sub> min (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>S</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix des armatures</b>	<b>A<sub>S</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>9<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	6.59	8T14	12.32
		Appui				6.90	8T16	16.08
<b>8<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	9.21	8T14	12.32
		Appui				10.33	8T16	16.08
<b>7<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	9.72	8T14	12.32
		Appui				11.02	8T16	16.08
<b>6<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	10.16	8T14	12.32
		Appui				12.11	8T16	16.08
<b>5<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	11.47	8T14	12.32
		Appui				13.65	8T16	16.08
<b>4<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	12.05	8T14	12.32
		Appui				14.5	8T16	16.08
<b>3<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	11.99	8T14	12.32
		Appui				14.67	8T16	16.08
<b>2<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	11.25	8T14	12.32
		Appui				14.09	8T16	16.08
<b>1<sup>er</sup></b>	30x40	Travée	48	72	6	10.10	8T14	12.32
		Appui				11.93	8T16	16.08
<b>RDC</b>	30x40	Travée	48	72	6	7.29	8T14	12.32
		Appui				9.19	8T16	16.08

Tableau VI-18. **Choix des Armatures pour les Poutres 30x40.**

### 3.5 Condition de Non Fragilité : d'après « CBA et RPA99 ».

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec: } f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	As choisi (cm <sup>2</sup> )	As min(cm <sup>2</sup> )	Vérification
30 x 40	9.24	1.304	Vérifiée
30 x 40	12.32	1.304	Vérifiée

Tableau VI-19. **Vérification de la Condition de Non Fragilité.**

### 3.6 Vérification vis à vis de l'ELS :

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

$L$  : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T=20\text{c}^\circ$ ).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique ( $\alpha=10^{-5}$ )

$l_0$  : Longueur de la poutre.

$\sigma$  : Contrainte thermique.

$E$  : Module de Young ( $E=32164,20\text{MPa}$ ).

Donc :  $\sigma=32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 20=6,43\text{MPa}$

- La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \end{cases}$$

### 1- Sens porteur : (40×30) :

Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	39.58	5.95	15	137.0	6,43	143.43	201.63	OUI
Appui	83.70	10.7		172.2	6,43	178.63		

Tableau VI-20 : Vérification des poutres principales à l'ELS

### 2- Sens non porteur : (40×30) :

Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_s + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	26.67	3.66	15	70.4	6,43	76.83	201.63	OUI
Appui	48.89	6.22		100.6	6,43	107.03		

Tableau VI-21 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

**3.7 Vérification de l'effort tranchant :****a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL 91 modifié 99**

<i>Etage</i>	<i>Section (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>T<sub>u</sub><sup>max</sup> (kN)</i>	<i>τ<sub>u</sub>(MPa)</i>	<i>τ̄<sub>u</sub> (MPa)</i>	<i>Vérifié</i>
9 <sup>ème</sup>	40x30	113.73	0.94	2,5	OK
	40x30	81.89	0.68	2,5	OK
8 <sup>ème</sup>	40x30	130.77	1.08	2,5	OK
	40x30	104.14	0.86	2,5	OK
7 <sup>ème</sup>	40x30	129.68	1.08	2,5	OK
	40x30	95.16	0.79	2,5	OK
6 <sup>ème</sup>	40x30	128.48	1.07	2,5	OK
	40x30	85.12	0.71	2,5	OK
5 <sup>ème</sup>	40x30	127.29	1.06	2,5	OK
	40x30	82.07	0.68	2,5	OK
4 <sup>ème</sup>	40x30	126.05	1.05	2,5	OK
	40x30	81.90	0.68	2,5	OK
3 <sup>ème</sup>	40x30	124.52	1.03	2,5	OK
	40x30	81.67	0.68	2,5	OK
2 <sup>ème</sup>	40x30	123.06	1.02	2,5	OK
	40x30	81.45	0.78	2,5	OK
1 <sup>er</sup>	40x30	121.35	1.01	2,5	OK
	40x30	81.17	0.76	2,5	OK
RDC	40x30	119.63	0.99	2,5	OK
	40x30	80.90	0.67	2,5	OK

Tableau.VI-22: Vérification de la contrainte de cisaillement.



**b) Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

➔ Selon BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

➔ Selon RPA 99 version 2003 art 7.5.2.2:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.14\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}(\text{cm})$		$A_t^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC		
Porteur	130.77	1.08	32.40	10.00	20.00	10	20	1,8	4T8
Non porteur	104.14	0.86	32,40	10.00	20.00	10	20	1,8	4T8

Tableau.VI-23: Calcul des armatures transversales.

➔ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r = 50\phi$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$

**3.8 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**a. Appuis intermédiaires :**

**a.1. Vérification des armatures longitudinales : d'après (BAEL 91 Modifié 99).**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

<b>Etage</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>T_u</math> (kN)</b>	<b><math>M_{ua}</math> (kNm)</b>	<b><math>\frac{M_{ua}}{0,9d}</math> (kN)</b>	<b><math>T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}</math> (kN)</b>
9 <sup>ème</sup>	40x30	113.73	105.33	325.09	<0
	40x30	81.89	45.42	140.18	<0
8 <sup>ème</sup>	40x30	130.77	114.78	354.25	<0
	40x30	104.14	66.89	206.45	<0
7 <sup>ème</sup>	40x30	129.68	111.80	345.06	<0
	40x30	95.16	66.28	204.56	<0

6 <sup>ème</sup>	40x30	128.48	109.20	337.03	<0
	40x30	85.12	47.45	146.45	<0
5 <sup>ème</sup>	40x30	127.29	66.50	205.24	<0
	40x30	82.07	66.50	205.24	<0
4 <sup>ème</sup>	40x30	126.05	105.29	324.96	<0
	40x30	81.90	66.45	205.09	<0
3 <sup>ème</sup>	40x30	124.52	102.42	316.11	<0
	40x30	81.67	66.27	204.53	<0
2 <sup>ème</sup>	40x30	123.06	99.52	307.16	<0
	45x30	81.45	65.97	203.61	<0
1 <sup>er</sup>	40x30	121.35	96.10	296.60	<0
	40x30	81.17	65.62	202.53	<0
RDC	40x30	119.63	92.21	284.59	<0
	40x30	80.90	64.81	200.03	<0

Tableau VI-24 : Vérification de la section d'armatures.

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

### **a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui : d'après (BAEL 91 Modifié 99).**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(\grave{a} ; 0,9d)$ .

$\grave{a}$  : Largeur d'appuis sans l'enrobage ( $\grave{a} = c - c' - 2cm$ ).

$c'$  : L'enrobage ( $c' = 2cm$ ).

$c$  : Largeur du poteau en appui.

$b$  : Largeur de la poutre.

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	a'(cm)	a(cm)	T <sub>u</sub> (kN)	σ <sub>bc</sub> <sup>m</sup> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
9 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	113.73	1.46	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	81.89	1.05		
8 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	130.77	1.67	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	104.14	1.33		
7 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	129.68	1.66	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	95.16	1.22		
6 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	128.48	1.64	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	85.12	1.09		
5 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	127.29	1.63	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	82.07	1.05		
4 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	126.05	1.61	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	81.90	1.05		
3 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	124.52	1.59	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	81.67	1.05		
2 <sup>ème</sup>	40x30	26	26	123.06	1.57	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	81.45	1.04		
1 <sup>er</sup>	40x30	26	26	121.35	1.55	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	81.17	1.04		
RDC	40x30	26	26	119.63	1.53	21,67	Vérifiée
	40x30	26	26	80.90	1.03		

Tableau VI-25 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.

**b. Appuis de rives :**

**b.1. Vérification des armatures longitudinales :** d'après (Formulaire du béton armé 1 --- VICTOR DAVIDOVICI).

Il faut vérifier que :  $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

**b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton :** d'après (Formulaire du béton armé 1 ---VICTOR DAVIDOVICI).

Il faut vérifier que :  $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

Avec :

$b$ : Largeur de la poutre.

$a = \text{Min}(\lambda ; 0,9d)$ .

$\lambda$  : Longueur d'appui ( $\lambda = c - c' - 2cm$ ).

$c$ : Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications			section d'armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	A (cm)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (kN)	$T_u \leq 0,267.b.a.f_{c28}$
9 <sup>ème</sup>	40x30	113.73	3.26	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	81.89	2.53	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	40x30	130.77	3.75	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	104.14	2.99	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	40x30	129.68	3.72	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	95.16	2.73	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	40x30	128.48	3.69	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	85.12	2.44	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	40x30	127.29	3.65	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	82.07	2.35	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	40x30	126.05	3.62	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	81.90	2.35	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	40x30	124.52	3.57	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	81.67	2.34	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	40x30	123.06	3.53	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	81.45	2.34	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	40x30	121.35	3.48	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	81.17	2.33	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
RDC	40x30	119.63	3.43	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée
	40x30	80.90	2.32	16.08	Vérifiée	26	520.65	Vérifiée

Tableau VI-26 : Vérification dans les appuis de rives.

### 3.9 Vérification de la flèche : d'après « *BAEL 91 Modifié 99* ».

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

$L$  : La portée de la poutre.

$h$  : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{\max}$  : La flèche maximale de la poutre.

$q$  : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

$G$  : Charge permanente reprise par la poutre.

$Q$  : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé du béton armé ( $E_{vj}=10721,40MPa$ ).

#### **Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

#### **1- Sens porteur (L=4.70m) :**

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0,5 = 0,97cm$$

## Données introduites :

poutre porteuse - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poutre porteuse  
 Nom du fichier : poutre porteuse

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Condition liaison**  
 Poutre isostatique  
 Console

**Type section**  
 Ié  
 Rectangle

**Efforts : Moments fléchissants**  
 dû aux charges permanentes av. mise en place cloisons :  $M_j$  59,04 kN\*m  
 dû aux charges permanentes totales :  $M_g$  59,04 kN\*m  
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :  $M_p$  66,05 kN\*m

**Matériaux**  
 Contrainte béton :  $f_{cj}$  25 MPa

**Géométrie**  
 Portée :  $l$  4,7 m  
 Largeur :  $b$  0,3 m  
 Hauteur :  $h$  0,4 m  
 cdg armatures tend. :  $c$  0,04 m  
 cdg armatures comp. :  $d'$  0,04 m

**Sections d'armatures**  
 amatures tendues : 16,08 cm<sup>2</sup>  
 amatures comprimées : 9,24 cm<sup>2</sup>

Pour l'aide, appuyez sur F1

## Résultat :

poutre porteuse - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	3,41 mm	9,4 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	5,602 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	5,982 mm	

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI-6 : exemple de calcul de la flèche(sens porteur).

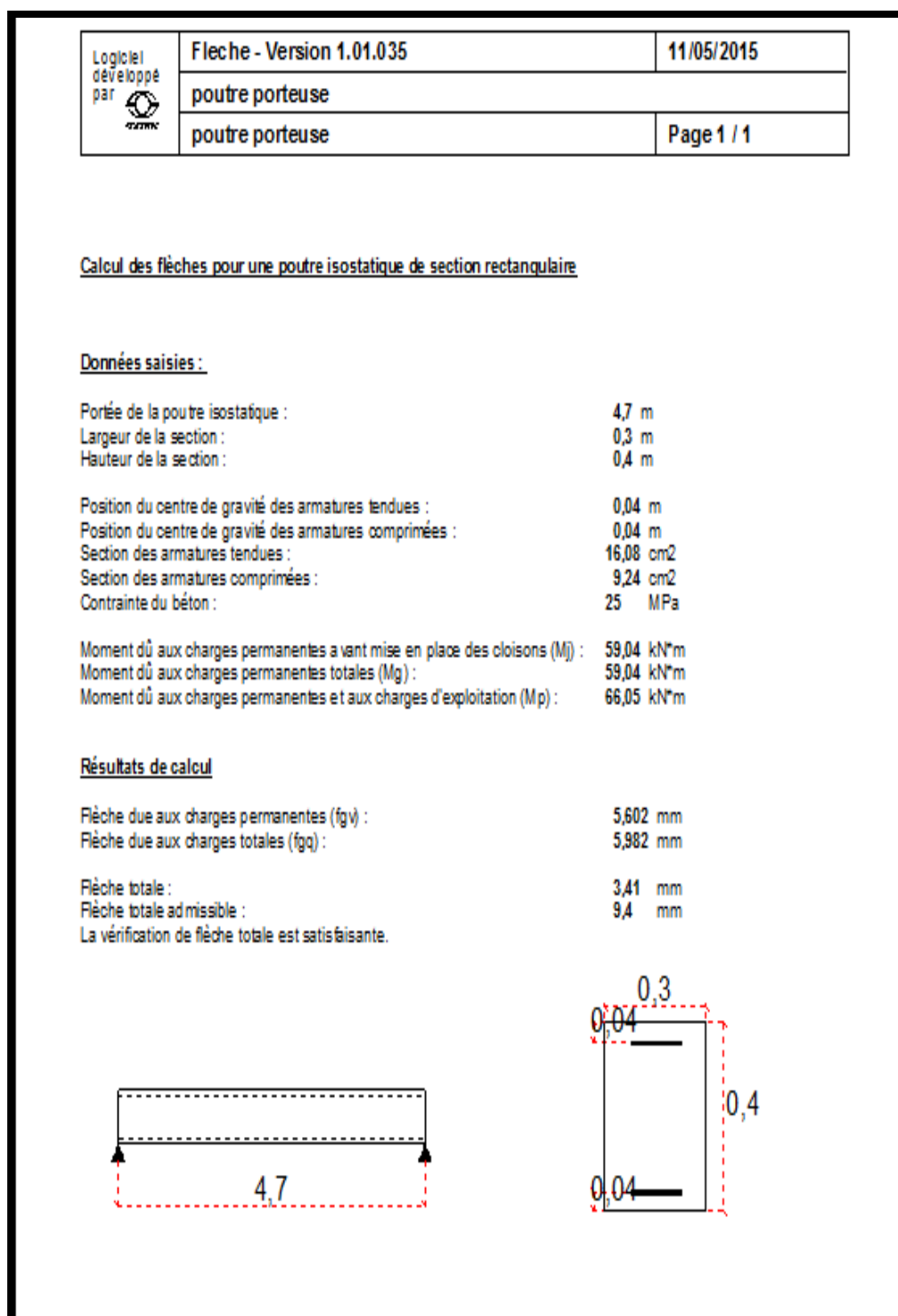


Figure VI-7 : résultats de socotéc .

**2- Sens non porteur (L=4,90m) :**

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} cm = 0,96cm .$$



## Données introduites :

poutre non porteuse - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : poutre non porteuse  
 Nom du fichier : poutre non porteuse

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Condition liaison**  
 Poutre isostatique  
 Console

**Type section**  
 Ié  
 Rectangle

**Efforts : Moments fléchissants**  
 dû aux charges permanentes  $\bar{a}_v$  : mise en place cloisons  $M_j$  42,93 kN\*m  
 dû aux charges permanentes totales :  $M_g$  42,93 kN\*m  
 dû aux charges permanentes et charges d'exploitation :  $M_p$  48,89 kN\*m

**Matériaux**  
 Contrainte béton :  $f_{c,j}$  25 MPa

**Géométrie**  
 Portée : l 4,9 m  
 Largeur : b 0,3 m  
 Hauteur : h 0,4 m  
 cdg armatures tend. : c 0,04 m  
 cdg armatures comp. : d' 0,04 m

**Sections d'armatures**  
 armatures tendues : 16,08 cm<sup>2</sup>  
 armatures comprimées : 12,32 cm<sup>2</sup>

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

## Résultat :

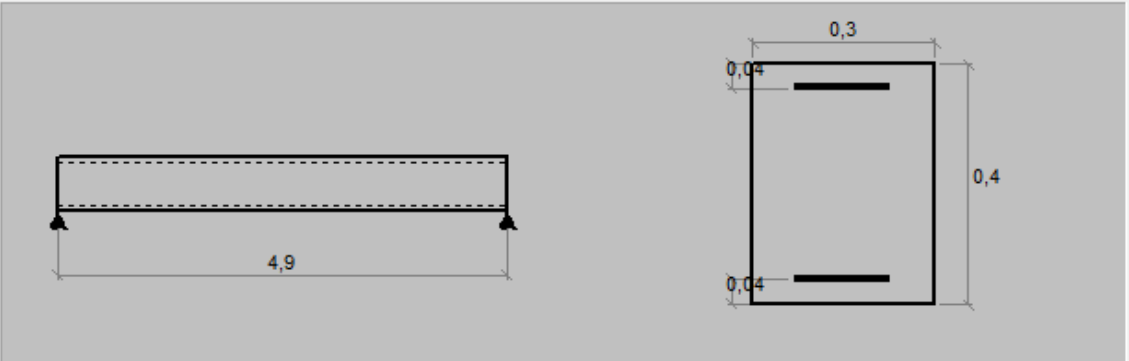
poutre non porteuse - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	2,569 mm	9,8 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	4,018 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	4,341 mm	



Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Figure VI-8 : exemple de calcul de la flèche (sens non porteur).

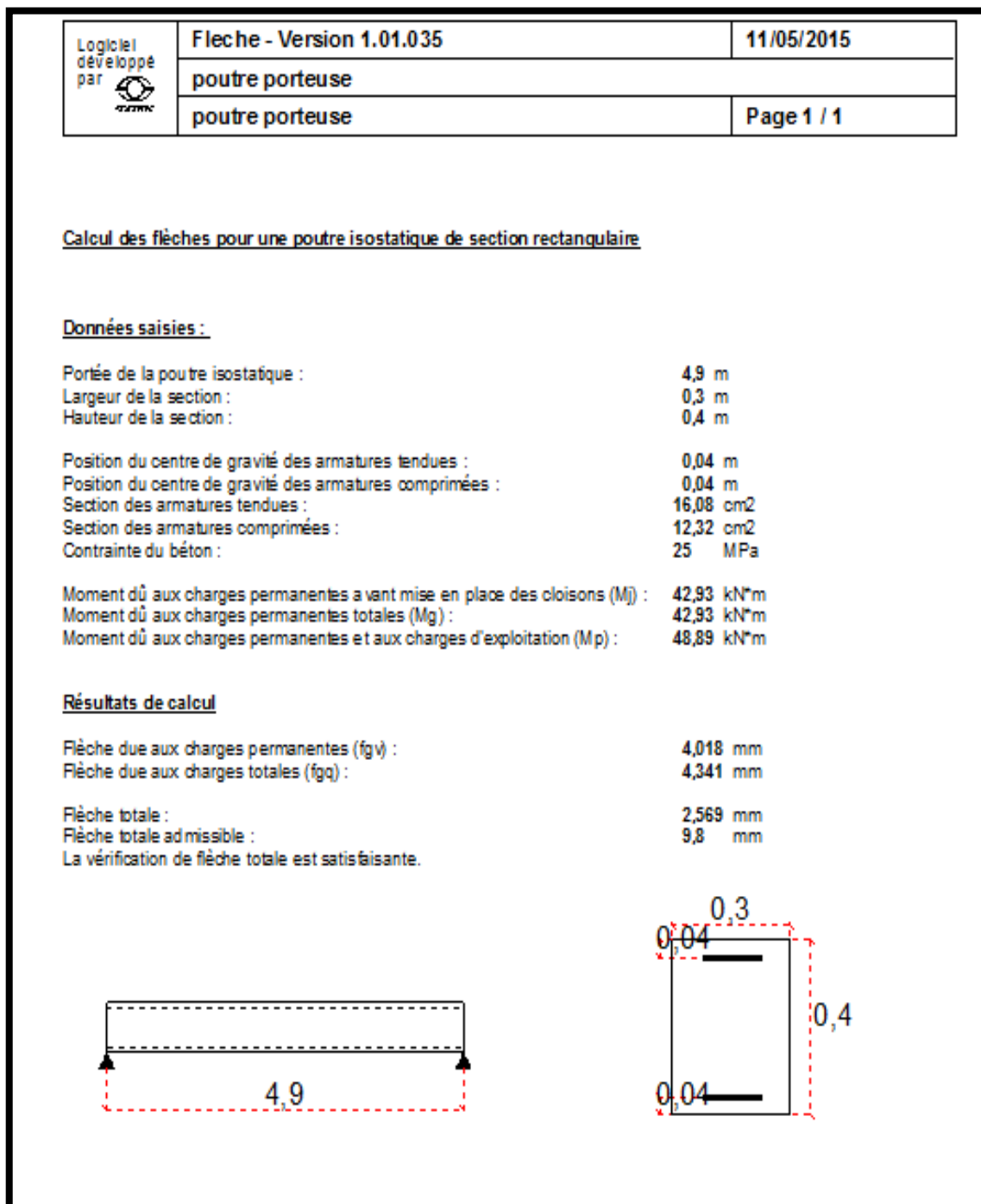


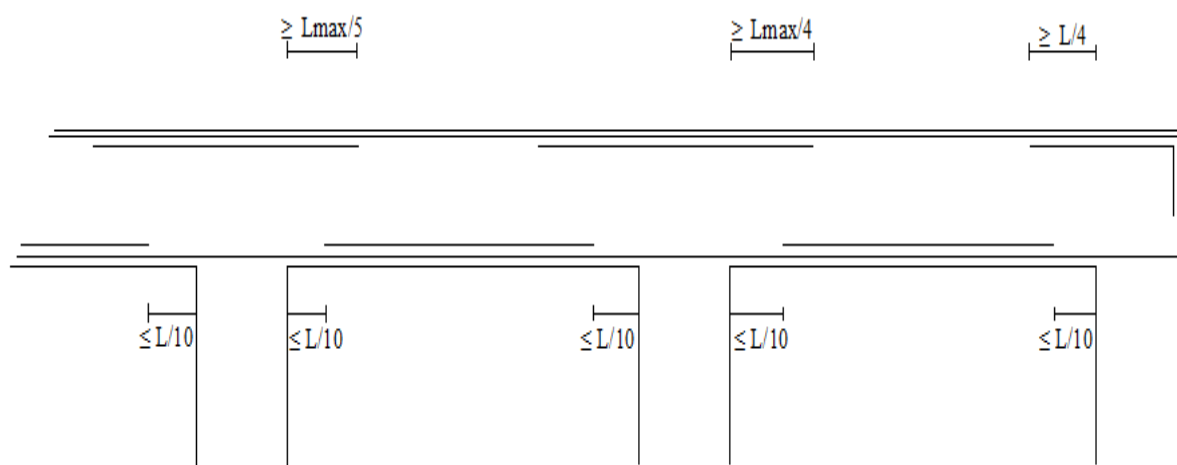
Figure VI-9 : résultats de socotéc .

- Arrêt des barres :

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .



avec:  $L_{\max} = \text{Max}(L_{\text{droite}}, L_{\text{gauche}})$

Figure VI-10: Arrêt des barres.

- Dessin de ferrailage des poutres :

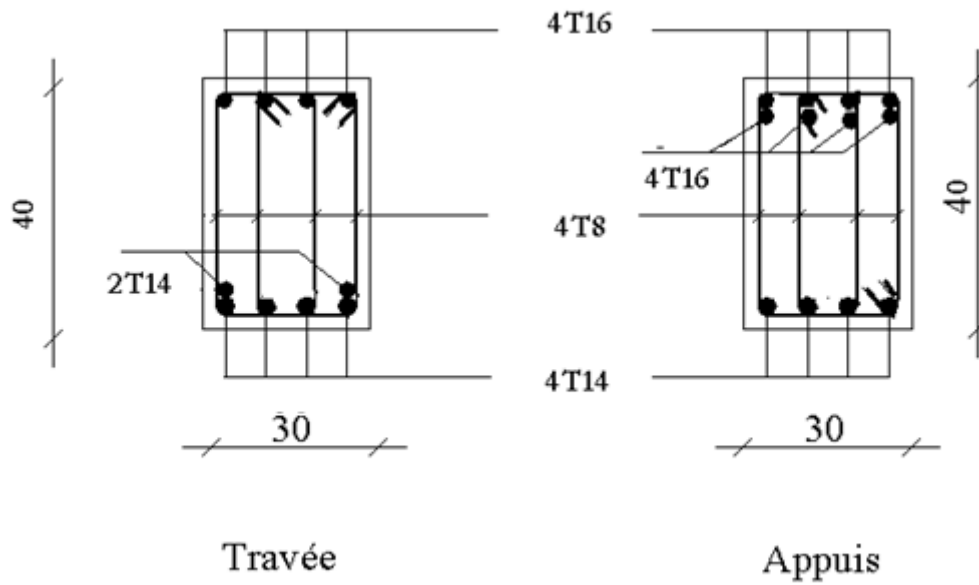


Figure VI-11 : ferrailage des poutres porteuses (30x40).

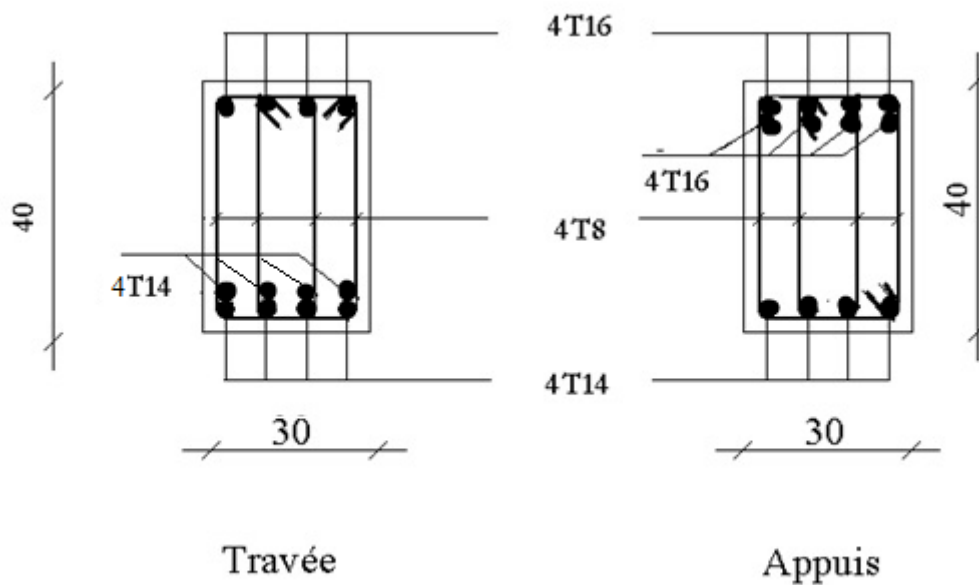


Figure VI-12 : ferrailage des poutres non porteuses (30x40).

#### 4. FERRAILLAGE DES VOILES:

##### 4.1 GENERALITES : « *DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché* ». [1]

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

- Définition :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

##### 4.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de

Les transmettre jusqu'au sol.

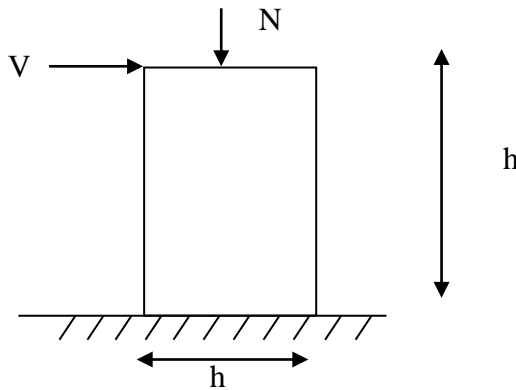
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de Dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

**4.3. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES : « DTU B 23.1-NF règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976 ».**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

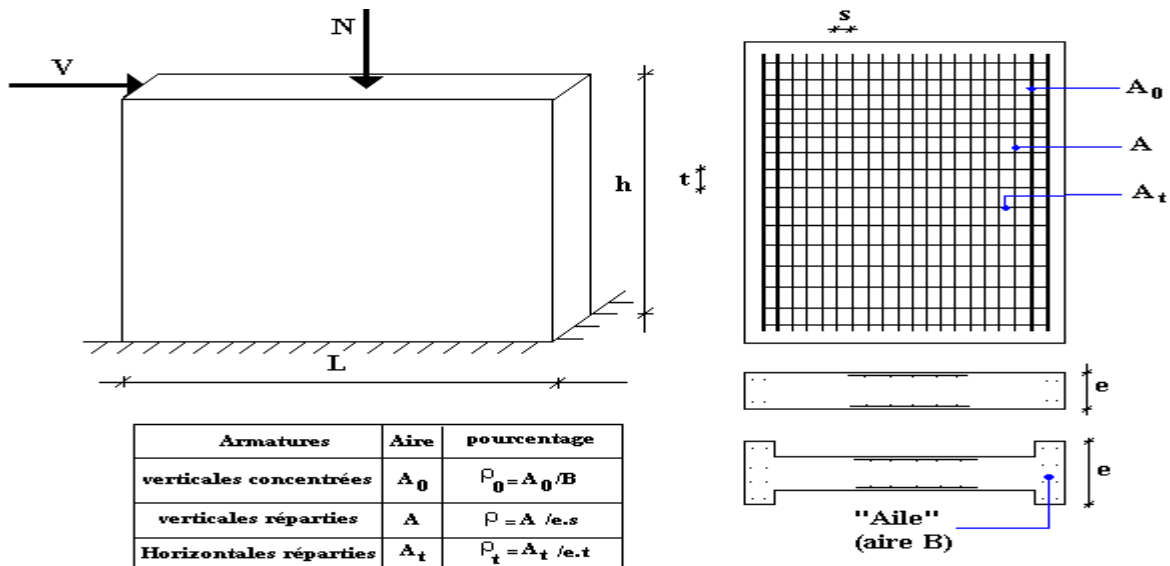


Figure V.1 Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

Figure VI-13: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

#### 4.4. JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES : « DTU B 23.1-NF règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976 ».[1]

##### a. Conditions d'application:

- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$

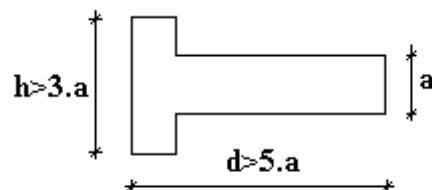
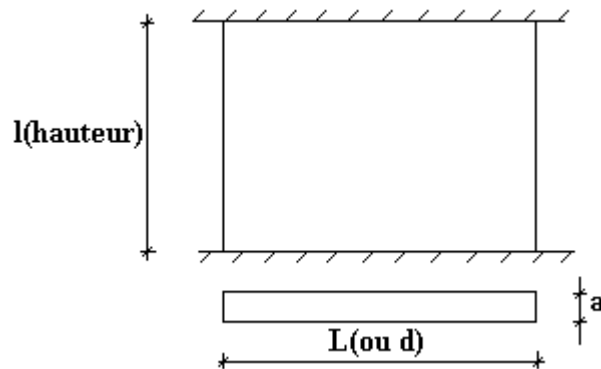


Figure VI-14 : Définition de l'élément mur

**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

 $l$ : la hauteur libre du mur; $l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

<b>Liaisons du mur</b>		<b>Mur armé verticalement</b>	<b>Mur non armé verticalement</b>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

Tableau VI-27: Valeurs de  $(l_f/l)$ 

L'élançement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$



**c. Effort de compression en ELU : « DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché ».**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en ( $b$ )

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir

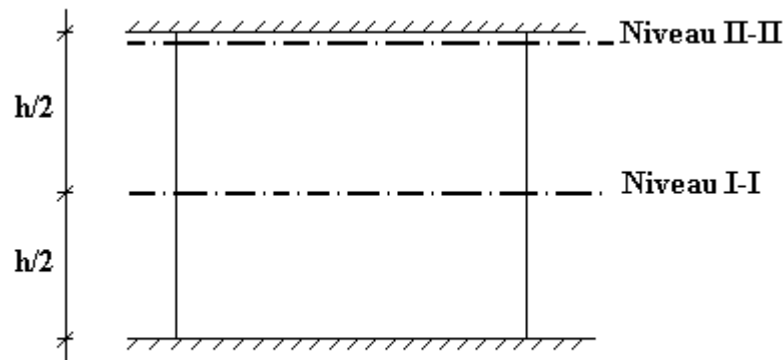
	<b>Notation</b>	<b>Unités</b>	<b>Voiles armé verticalement</b>	<b>Voile non armé verticalement</b>
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math> Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	$Kn$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau VI-28 : Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification :** « DTR B.C 2 Charges permanentes et charges d'exploitation ».



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau II-II sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :** « DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché ».[2]

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre  $a$

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :** (Art7.7.4.3 RPA99).

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{vMax} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.29 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements) **d'après [1] et [2].**

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\phi_t</math></b>
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par $m^2$ de voile	6mm
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20mm < \phi_l$	Espacement $\leq 15\phi_l$	8mm

Tableau VI-30 : **Aciers transversaux**

**Cisaillement :**

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ )

**4.5. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux :** « DTU B 23.1-NF règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris CSTB, 1976 »

**4.5.1. Introduction**

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

#### 4.5.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

**→ 1 - ZONE COMPRIMÉE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max}(\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

**→ 2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

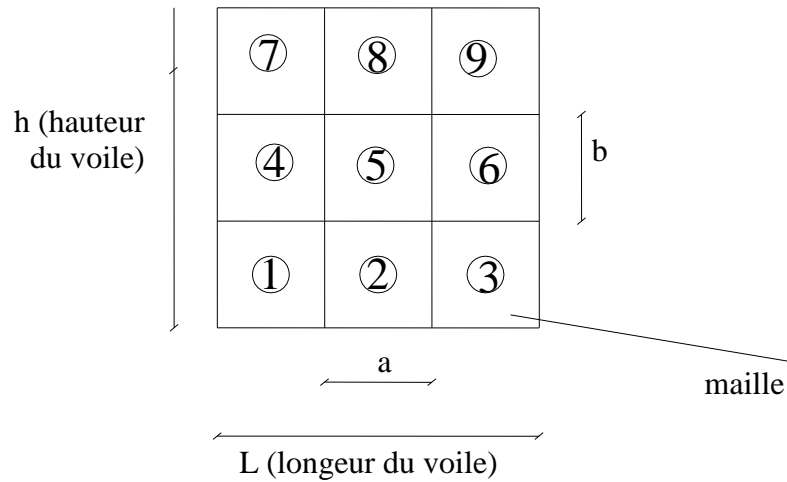
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

Figure VI-15: **Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.**

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

#### **4.5.3 Aciers Horizontaux:**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

#### **4.5.4. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :**

##### ***a. Aciers verticaux :***

- 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%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à  $0,20\%$  de la section horizontale du béton tendu.
- 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.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à  $15\text{cm}$ .

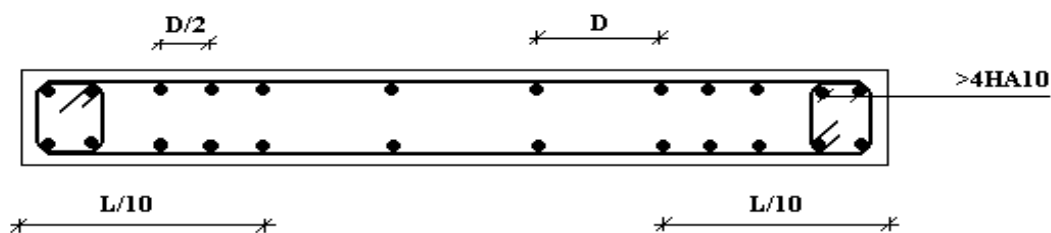


Figure VI-16 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles

#### b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### c. 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 valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$  **Article 7.7.4.3 RPA**
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

➔ **Exemple de calcul trumeau (VX1) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 2.0 \text{ m}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0,50 \text{ m}$  et de section  $S_i = L^i \cdot (a)$ .

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de  $3,06$  d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,06 - 0,4 = 2.66 \text{ m}$  ( $0,40 \text{ m}$  : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	M	$0,85 \times 2,66 = 2,26$	$0,8 \times 2,66 = 2,12$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 39,14$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 36,72$
Coefficient $\alpha$	/	0,485	0,696
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 0,5$ m	m <sup>2</sup>	$(a-0,02) \cdot 0,5 = (0,20-0,02) \cdot 0,5$ $= 0,09 \text{ m}^2$	$(a-0,02) \cdot 0,5 = (0,2-0,02) \cdot 0,5$ $= 0,09 \text{ m}^2$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 0,5$ m	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,485}{0,50} \left[ \frac{0,09 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,54 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,696}{0,20 \times 0,50} \left( \frac{0,09 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,40 \text{ MPa}$

Tableau VI-31 : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 15,40$  MPa correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$ .

$B_{et} = (0,20 \times 0,50) \text{ m}^2$  (section de béton).

$A_s = 1,00 \text{ cm}^2 = 1,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ .

- **Armatures de traction:**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'inter face graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite  $\sigma_j$  (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S12** ou  $\tau$ ).



- Armature verticale de traction :

Maille $L_i=0,50$ m	1	2	3	4
Dimensions (m <sup>2</sup> ) $(a \cdot l_i) = S_j$	0,100	0,100	0,100	0,100
Contrainte moyenne par maille $\sigma_j$ (MPa)	3.36	1.54	1.97	4.6
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0.336	0.154	0.197	0.460
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle ( $\gamma_s = 1$ )	8.40	3.85	4.90	11.50
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0.2 % $S_{\text{béton}}$	1,00  2.00	1,00  2.00	1,00  2.00	1,00  2.00
Acier total (sur deux faces en cm <sup>2</sup> ) $S_i$ : espacement (mm)	2*4HA14=12.32 $S_i = \frac{50}{3} = 17$	2*4HA10 = 6.28 $S_i = \frac{50}{3} = 17$	2*4HA10 =6.28 $S_i = \frac{50}{3} = 17$	2*3HA16 = 12.32 $S_i = \frac{50}{3} = 17$
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 30$ cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.VI-32: Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul.

- **Armatures de joint de bétonnage (acières de couture) : d'après l'EUROCODE 2".**

$S_{12} = \tau_u = 1.57$  MPa (contrainte tangentielle lue directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,57 (200)(500)}{400} 1,4 = 604,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 6,04 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30,0 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,98) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 6,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (12,32) = 8,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20)(50,0) = 1,50 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 8,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6T10 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{665}{5} = 133,0 \text{ mm}$$

⇒ On prend :  $S_t = 133,0 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$  ... vérifié

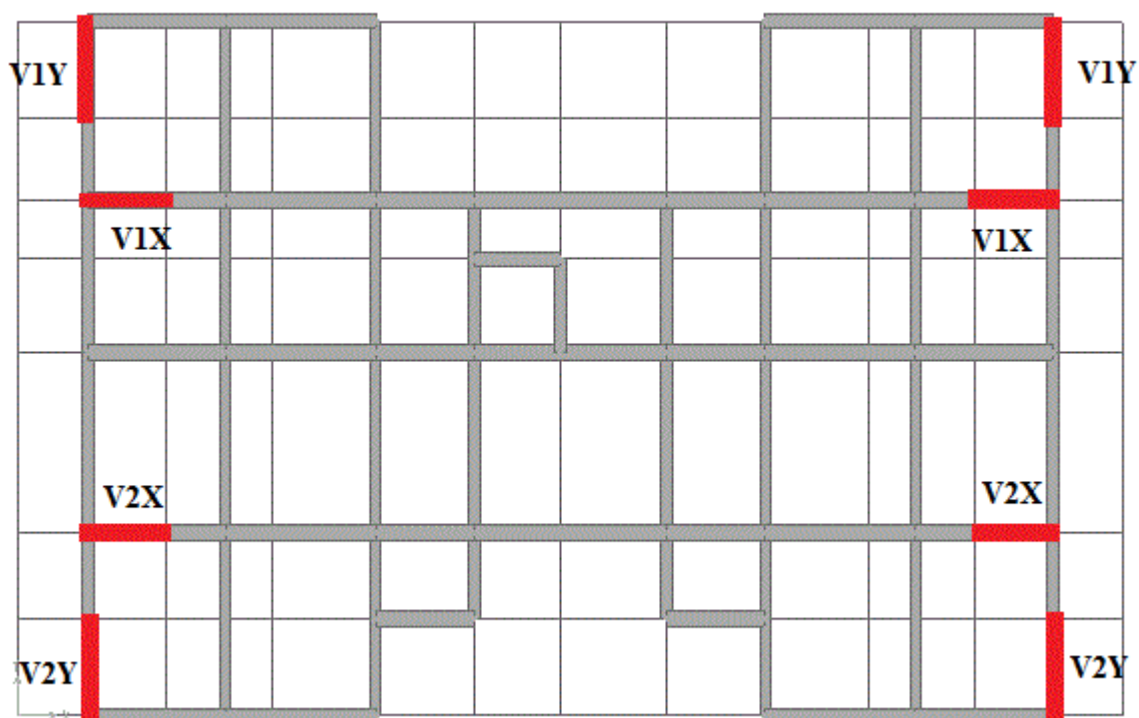
**5. PRESENTATION DES RESULTATS :**

FIGURE VI-17 : Disposition des voiles

	e (cm)	$L_i$ (m)	$L_{voile}$ (m)
Trumeau VX1	20	0.500	2.0
Trumeau VX2	20	0.500	2.0
Trumeau VY1	20	0.833	2.5
Trumeau VY2	20	0.833	2.5

Tableau VI-33 : Caractéristiques des voiles.

**REMARQUE :**

La disposition des voiles est symétrique dans les deux sens, qui veut dire ( $VX1=VX2 =2m$ ), Et ( $VY1=VY2=2.5m$ ).de plus on a vue que les contraintes ont la même valeur pour le sens X ainsi que pour le sens Y.

Pour cela, de préférence, les calculs des voiles sont fait de manière ( $Vx1=Vx2=Vx$ ),

Et ( $Vy1=Vy2=Vy$ ).

**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge **0.8G+E (selon la combinaison la plus défavorable)**.

- **Armature verticale de traction :**

➔ **Trumeau (VX1, VX2, VX3, et VX4) :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	As/B (%)
0,0 –3.06	1	0,100	3.36	0.336	8.40	2*4T14	12.32	0.84
	2	0.100	1.54	0.154	3.85	2*4T10	6.28	0.38
	3	0.100	1.85	0.185	4.26	2*4T10	6.28	0.43
	4	0.100	4.60	0.460	11.50	2*4T14	12.32	1.15
3.06-18.36	1	0.100	2.2	0.220	5.50	2*4T12	9.04	0.55
	2	0,100	0.866	0.086	2.15	2*4T8	4.02	0.22
	3	0.100	0.893	0.089	2.23	2*4T8	4.02	0.23
	4	0.100	3.50	0.350	8.75	2*4T12	9.04	0.76
18.36–30.6	1	0.100	1.49	0.149	3.67	2*4T10	6.28	0.37
	2	0.100	1.12	0.112	2.8	2*4T8	4.02	0.28
	3	0,100	1.07	0.107	2.67	2*4T8	4.02	0.26
	4	0.100	2.23	0.223	5.58	2*4T10	6.28	0.55

Tableau VI-34 : Calcul de l'armature verticale du trumeau (Vx)

→ Trumeau (VY1, VY2, VY3, VY4) :

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )	As/B (%)
0,0 –3.06	1	0.167	2.8	0.467	11.69	2*6T14	18.48	0.7
	2	0.167	2.25	0.375	9.39	2*6T10	9.42	0.57
	3	0.167	4.4	0.735	18.37	2*6T14	18.48	1.24
3.06-18.36	1	0.167	2.2	0.367	9.18	2*6T12	13.58	0.54
	2	0.167	1.3	0.217	5.42	2*6T8	6.04	0.32
	3	0.167	3.1	0.517	12.94	2*6T12	13.58	0.77
18.36–30.6	1	0.167	1.67	0.279	6.98	2*6T10	9.42	0.42
	2	0.167	1.01	0.169	4.22	2*6T8	6.04	0.25
	3	0.167	2.1	0.350	8.76	2*6T10	9.42	0.62

Tableau VI-35 : Calcul de l'armature verticale du trumeau (Vy)

- **Armatures de joint de bétonnage (acier de couture):** « D'après " EUROCODE 2" ».

$S_{12} = \tau_u$  désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille)

Hauteur (m)	Zone	$\tau_u'$ (Mpa)	$A_{vj}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Vx	1	1.57	7.04	2 x 5T10	7.86
	2	1.30	5.00	2 x 4T10	6.28
	3	0.92	3.54	2 x 4T10	6.28
Vy	1	1.45	9.36	2 x 6T10	9.42
	2	1.26	8.08	2 x 6T10	9.42
	3	0.76	4.87	2 x 4T10	6.28

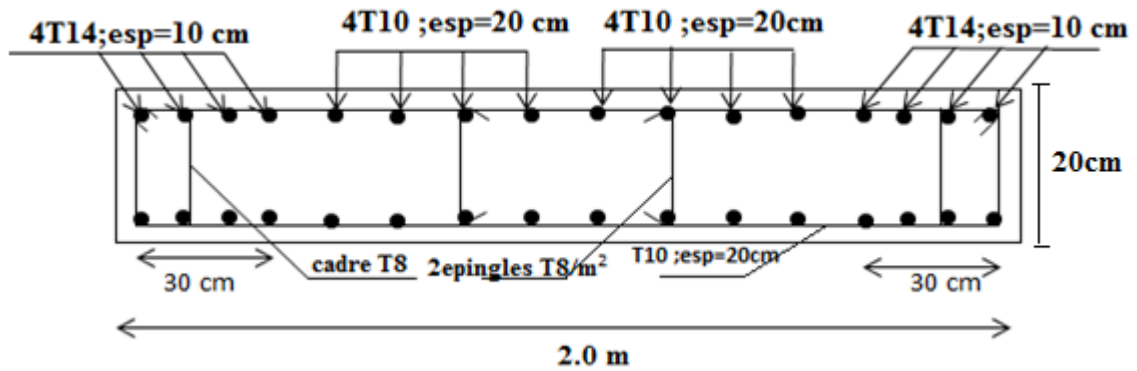
Tableau VI-36 : Calcul des aciers de couture des trumeaux.

- Aciers horizontaux

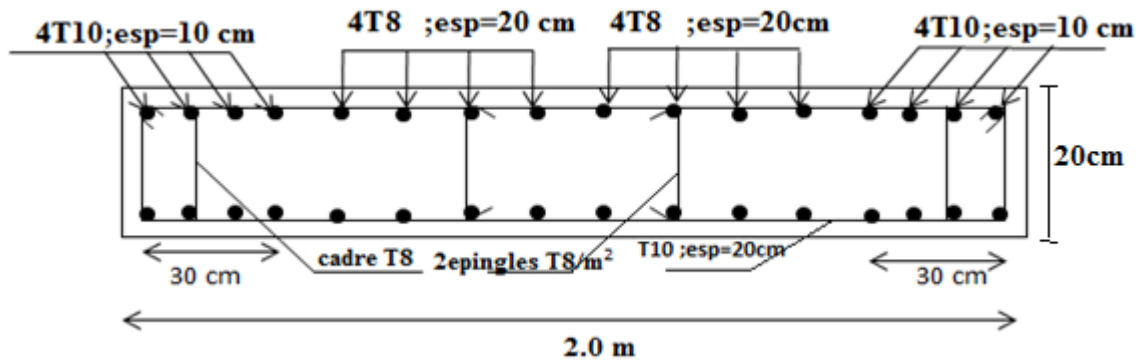
<b>Voile</b>	<b>Niveaux</b>	$\tau_u$ <b>(Mpa)</b>	$A_{h1}$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	$A_{h2}$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	$A_{h}^{min}$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	$A_h$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix</b>	$A_h^{adopté}$ <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	$S_t$ <b>(cm)</b>
Vx	0,0 –3.06	1.98	6,50	8,213	1,5	8,21	2 x 6T10	9.42	20
	3.06-18.36	1.31	4,30	6,027	1,5	6,02	2 x 4T10	6.28	20
	18.36-30.6	0.92	3,02	4,187	1,5	4,18	2 x 4T10	6.28	20
Vy	0,0 –3.06	1.56	5,12	12,32	2,5	12,32	2 x 8T10	12.56	20
	3.06-18.36	1.22	4,00	9,053	2,5	9,05	2 x 6T10	9.42	20
	18.36-30.6	0.76	2,49	6,280	2,5	6,28	2 x 4T10	6.28	20

Tableau VI-37 : Calcul des aciers horizontaux des trumeaux (Vx, Vy).

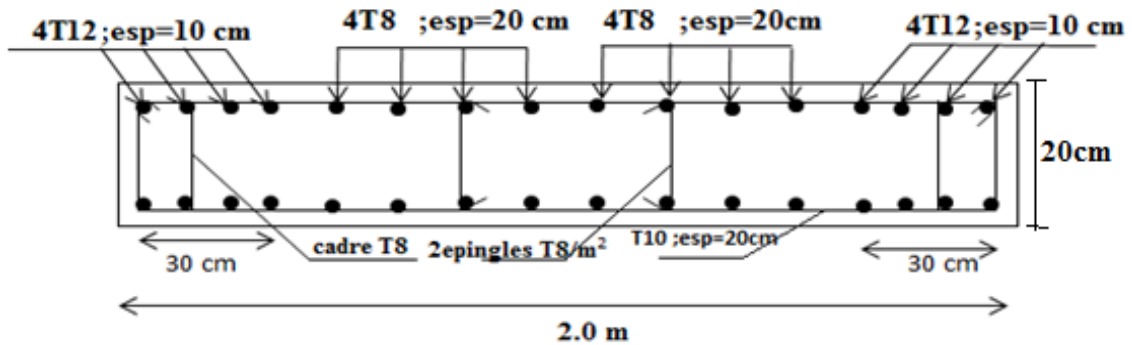
⇒ DESSIN DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX



TRUMEAU (X-X) NIV : 0,0 –3.06m

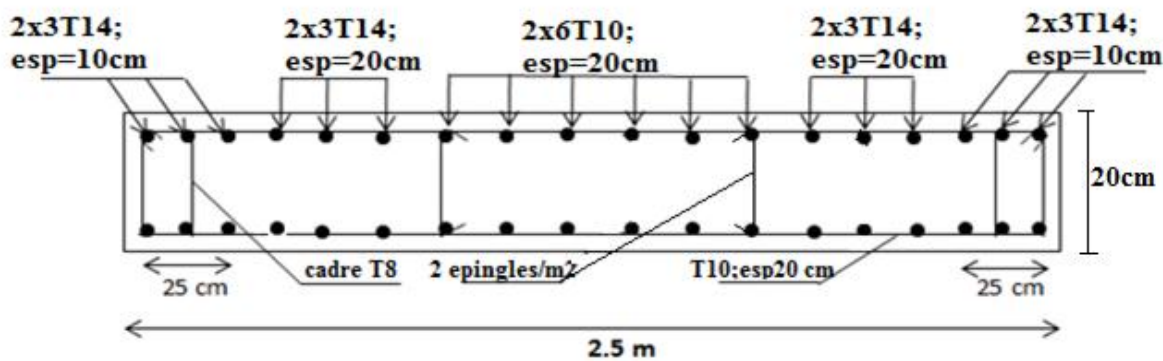


TRUMEAU (X-X) NIV : 3.06-18.36m

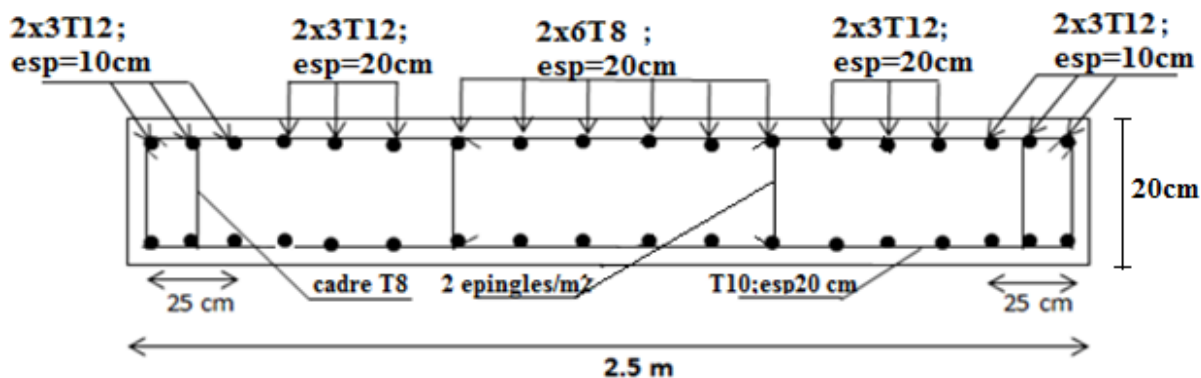


TRUMEAU (X-X) NIV : 18.36-30.6m

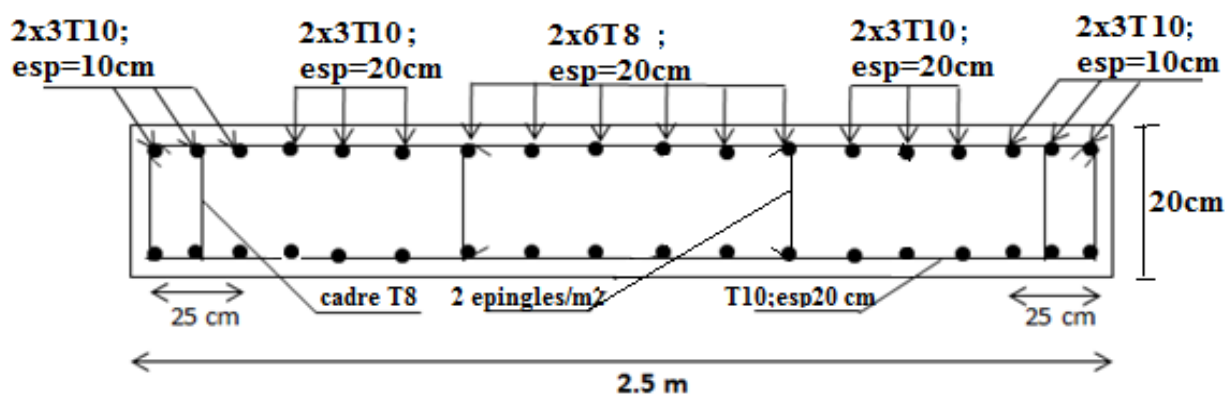
Figure VI.18 : Ferrailage du trumeau (Vx).



TRUMEAU (Y-Y) NIV : 0,0 –3.06m



TRUMEAU (Y-Y) NIV : 3.06-18.36m



TRUMEAU (Y-Y) NIV : 18.36-30.6m

Figure VI.19 : Ferrailage du trumeau (Vy).



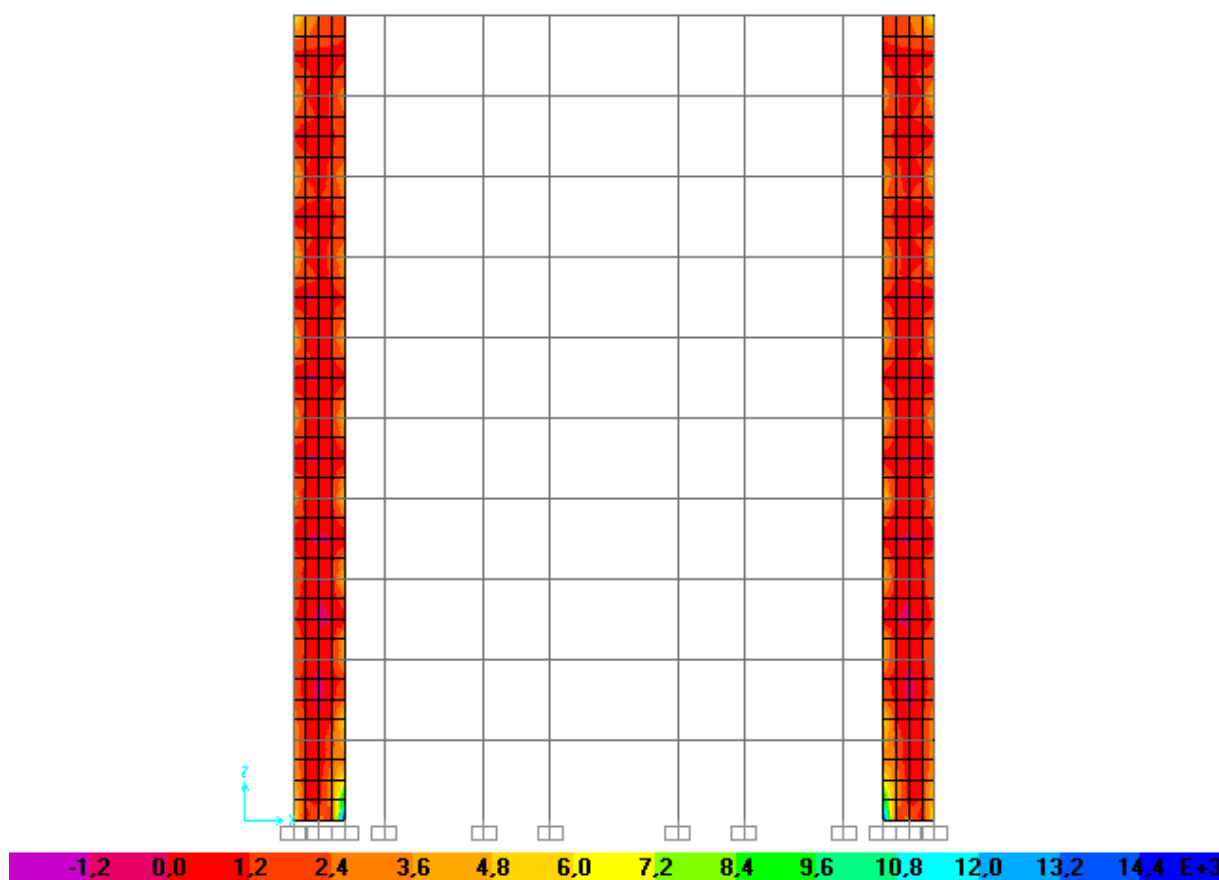


Figure VI-20 Répartition Des Contraint dans les linteaux (sens x-x).

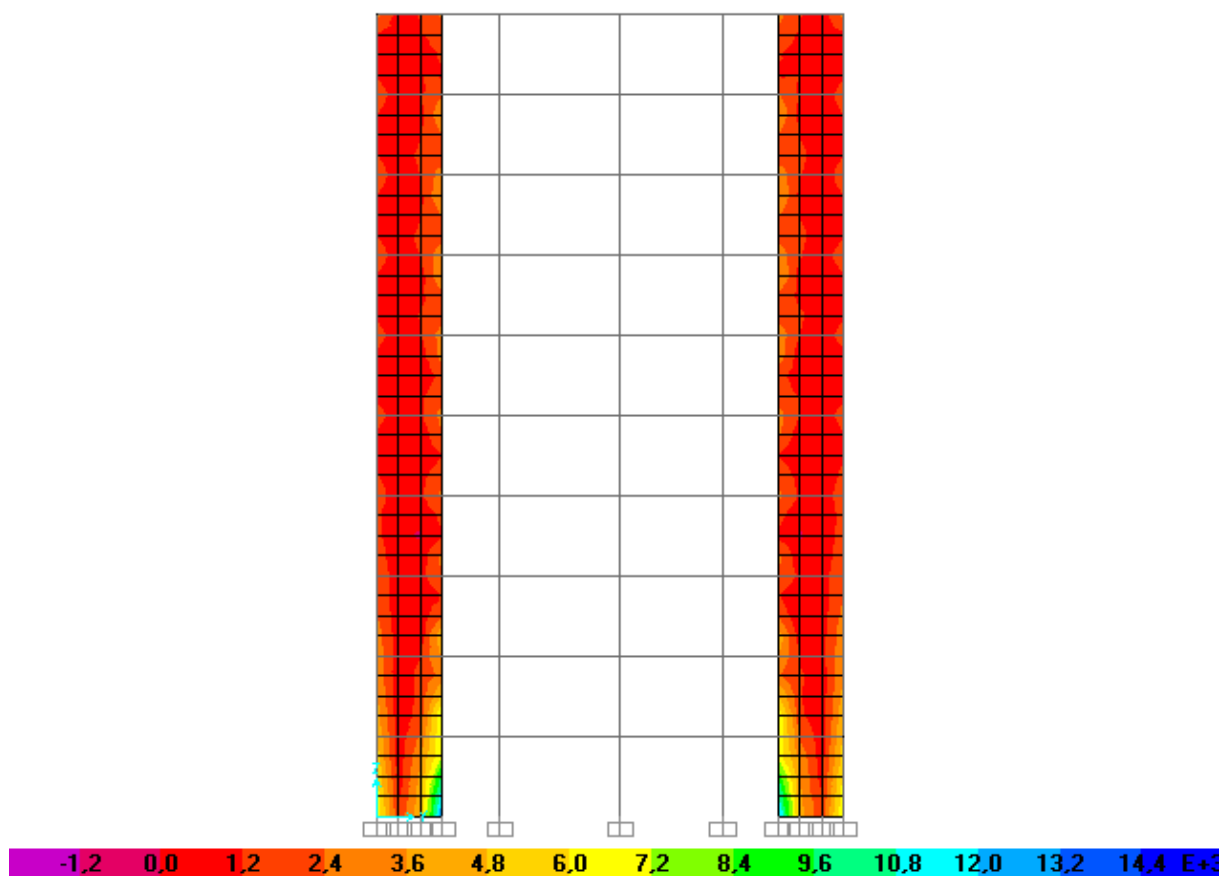


Figure VI-21 Répartition Des Contraint dans les linteaux (sens y-y).

## 1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
  - Semelle isolée sous poteau
  - Semelle filante sous mur
  - Semelle filante sous plusieurs poteaux
  - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

### 1.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

### 1.3. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

### 1.4. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$$N = N_1 + N_2$$

$N_1$  : Charge de la superstructure calculée par la combinaison  $[G+Q+E]$ .

$N_2$  : Charge du sous-sol calculé par la combinaison  $[1,35 G+1,5Q]$ .

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

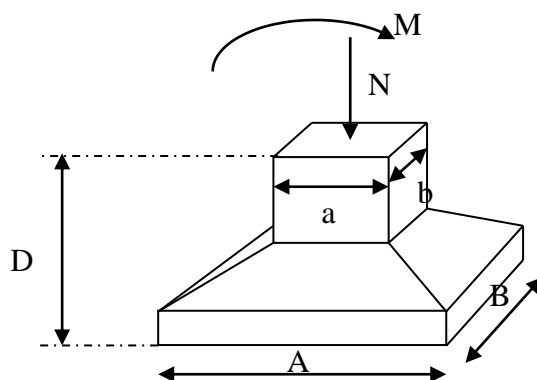
<b>N°</b>	<b>Poteaux</b>	<b>N<sub>1</sub>(kN)</b>	<b>N<sub>2</sub>(kN)</b>	<b>N (kN)</b>
765	A-1	3827.24	145.89	3973.13
770	B-1	1533.03	266.23	1799.26
775	C-1	1458.48	240.76	1699.24
780	F-1	1463.19	240.79	1703.98
785	G-1	1536.25	145.85	1682.1
790	H-1	3842.49	145.90	3988.39
764	A-2	3780.74	145.79	3926.53
769	B-2	2225.11	266.51	2491.62
774	C-2	1496.57	59.39	1555.96
793	D-2	1665.42	164.68	1830.1
797	E-2	1765.64	139.52	1905.16
779	F-2	1523.05	139.63	1662.68
784	G-2	2228.73	165.08	2393.81
789	H-2	3778.68	61.25	3839.93
763	A-3	2184.49	168.61	2353.1
768	B-3	1600.01	260.87	1860.88
773	C-3	1568.16	257.14	1825.3
778	D-3	1593.94	185.19	1779.13
783	E-3	1602.23	185.23	1787.46
788	F-3	2183.17	257.46	2440.63
792	G-3	1793.82	289.80	2083.62
796	H-3	1891.03	167.95	2058.95
762	A-4	3979.56	266.45	4246.01
767	B-4	2328.74	273.76	2602.5
772	C-4	1642.11	236.52	1878.63
777	D-4	1643.86	236.41	1880.27
782	E-4	2331.07	271.65	2602.72
787	F-4	3978.10	266.39	4244.49
791	G-4	1827.36	287.30	2114.66
795	H-4	1830.55	287.29	2117.84

761	A-5	3786.07	63.55	3849.62
766	B-5	1559.76	72.91	1632.67
771	C-5	1524.40	135.09	1659.49
776	F-5	1526.39	61.43	1587.82
781	G-5	1561.88	166.81	1728.69
786	H-5	3799.73	135.25	3934.98

Tableau VII. 1 : Effort normal appliqué sur les fondations

## 2. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$



FigureVII. 1 : Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol}=1.77 \text{ bars}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

<b>N°</b>	<b>Poteaux</b>	<b>N (kN)</b>	<b>S(m<sup>2</sup>)</b>	<b>A(m)</b>	<b>A<sup>choisie</sup>(m)</b>
765	A-1	3973.13	22.44	4.73	5.00
770	B-1	1799.26	10.16	3.18	3.50
775	C-1	1699.24	9.6	3.09	3.50
780	F-1	1703.98	9.77	3.12	3.50
785	G-1	1682.1	9.5	3.08	3.50
790	H-1	3988.39	22.53	4.74	5.00
764	A-2	3926.53	22.18	4.7	5.00
769	B-2	2491.62	14.07	4.13	4.50
774	C-2	1555.96	8.79	2.96	3.00
793	D-2	1830.1	10.33	3.21	3.50
797	E-2	1905.16	10.76	3.28	3.50
779	F-2	1662.68	9.39	3.06	3.50
784	G-2	2393.81	13.52	3.67	4.00
789	H-2	3839.93	21.69	4.65	5.00
763	A-3	2353.1	13.29	3.64	4.00
768	B-3	1860.88	10.51	3.24	3.50
773	C-3	1825.3	10.31	3.2	3.50
778	D-3	1779.13	10.05	3.17	3.50
783	E-3	1787.46	10.09	3.17	3.50
788	F-3	2440.63	13.78	3.17	3.50
792	G-3	2083.62	11.76	3.43	3.50
796	H-3	2058.95	11.62	3.4	3.50
762	A-4	4246.01	25.57	5.05	5.50
767	B-4	2602.5	14.7	3.83	4.00
772	C-4	1878.63	10.61	3.25	3.50
777	D-4	1880.27	10.62	3.25	3.50
782	E-4	2602.72	14.7	3.83	4.00
787	F-4	4244.49	23.98	4.89	5.00

791	G-4	2114.66	11.94	3.45	3.50
795	H-4	2117.84	11.96	3.46	4.00
761	A-5	3849.62	21.74	4.66	5.00
766	B-5	1632.67	9.22	3.03	3.50
771	C-5	1659.49	9.37	3.06	3.50
776	F-5	1587.82	8.97	2.99	3.00
781	G-5	1728.69	9.76	3.12	3.50
786	H-5	3934.98	22.23	4.71	5.00

Tableau .VII. 2 : Sections des semelles isolées

## 2.2. Vérification de la mécanique des sols:

(Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xA$

Tel que :

$L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a :  $1,5xA = 7.5 \text{ m} > L_{\min} = 2.55 \text{ m}$ .....non vérifie

### Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.



### 3. Semelles Filantes :

#### 3.1.Hypothèse de Calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### 3.2. Etapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ , N de chaque file de poteaux calculé à [G + Q ± E] + N(sous sol) calculé à l'ELU.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

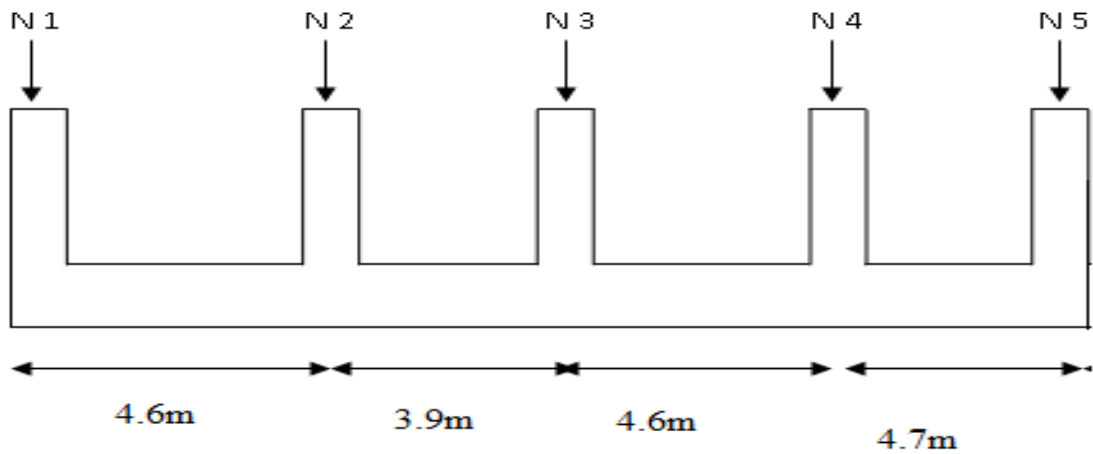
L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Files	$N^{file}$ (kN)	$N^{s.sol}$ (kN)	N (kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	S (m <sup>2</sup> )
<b>1</b>	13660.6	729.57	<b>14390.17</b>	28.91	2.81	2.9	83.84
<b>2</b>	22979.1	1781.68	<b>24760.78</b>	28.91	4.83	4.9	141.65
<b>3</b>	14416.87	2125.80	<b>16542.67</b>	28.91	3.23	3.3	95.40
<b>4</b>	24182.80	1964.86	<b>26147.66</b>	28.91	5.10	5.1	147.44
<b>5</b>	13660.6	635.06	<b>14295.66</b>	28.91	2.79	2.8	80.95

Tableau VII.3: Sections des Semelles Filantes.



FigureVII.2 : Schéma semelle filantes

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = \sum S_i = 549.28 \text{ m}^2$$

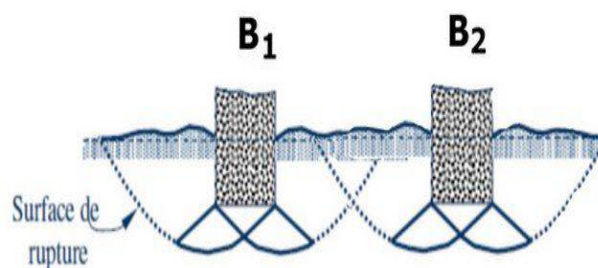
$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_t}{S_{\text{batiment}}} = \frac{549.28}{563.20} = 0.975$$

$$97.50 \% > 50\% \longrightarrow$$

### Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 95 % c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture (bulle de pression sous la semelle) cela est illustré dans la figure suivante :

Donc tout cela nous a obligé à opter pour un radier.



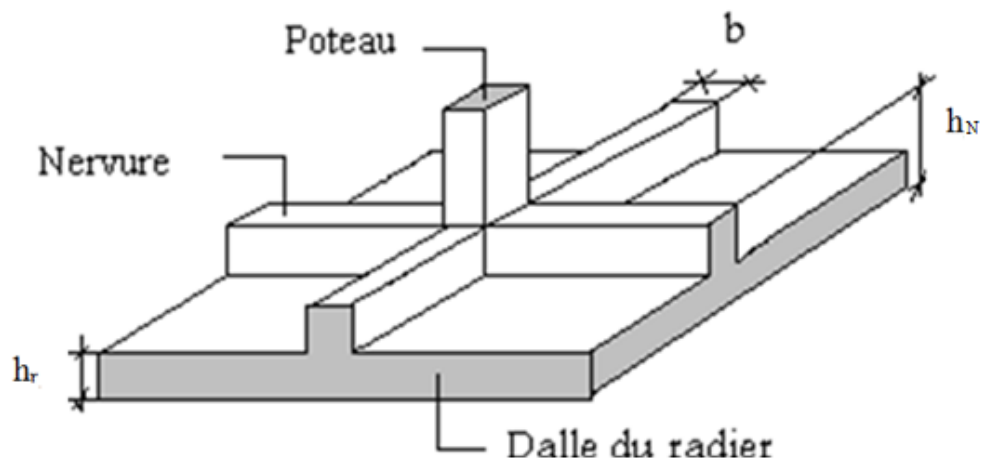
## 4. RADIER:

### 4.1 Introduction :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les Poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement Noyé et émergés en eau douce.



FigureVII. 3 : Schéma d'un radier.

### 4.2. Pré dimensionnement du Radier :

On peut opter pour un radier général si :

$$S_{néc} > 50\% S_{bât}$$

**Avec :**

$$S_{néc} = \frac{N_G + N_Q}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$N_G$  : Charge permanente.

$N_Q$  : Charge d'exploitation.

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

**Pour:**

$$N_G + N_Q = 58547.41 \text{ kN.}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.77 \text{ bars.}$$

**→ Surface Nécessaire :**

On trouve:  $S_{\text{néc}} \geq 256.66 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment :

$$S_{\text{bât}} = 513.316 \text{ m}^2$$

Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient :  $S_{\text{rad}} = 536.79 \text{ m}^2$ .

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$h_d \geq L_{\text{max}} / 20$$

**Avec :**

$h_d$  : Epaisseur de la dalle

$L_{\text{max}}$  = distance maximale entre 2 files.

$$L_{\text{max}} = 4.70 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow h_d = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm.}$$

**→ Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$N_u = N_u$  (superstructure) +  $N_u$  (sous-sol).

$$N_u = 80070.01 \text{ kN.}$$

$$b = \frac{4.7 + 4.6}{2} = 4.65 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$L = 4.7 \text{ m} ; b = 4.65 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1 \text{ ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- **Le choix Final :**

On prend:  $h=30$  cm

#### 4.3. NERVURE:

##### a. Condition de coffrage:

$$b = \frac{4.7 + 4.6}{2} = 4.65 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

On prend  $b \geq h$  de poteau de sous sol

Donc on prend :

$a=50$ cm

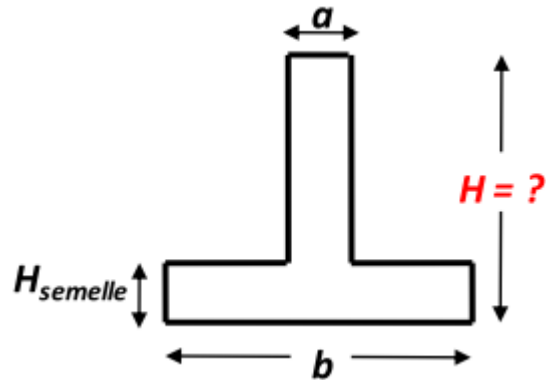


Figure.VII.4 La hauteur des nervures

##### b. La hauteur des nervures:

➔ **. Théorie de la poutre sur sol élastique :**

$$b = \frac{4.7 + 4.6}{2} = 4.65 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

K: Coefficient de raideur du sol.

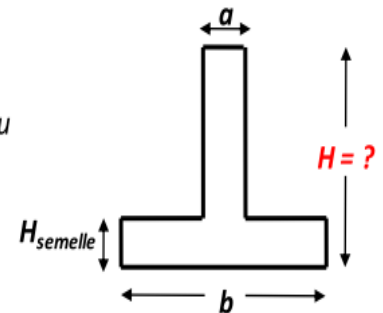
On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$ MPa → pour un très mauvais sol.
- $K=40$ MPa → pour un sol de densité moyenne ( $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$ ).
- $K=120$  MPa → pour un très bon sol.

Pour notre cas  $K=40$ MPa/m (sol de densité moyenne).

➔ **Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre – axe des poteaux  $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$  soit satisfaite et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



$b=4.65\text{m}$ ,  $H_{\text{semelle}}=0.30\text{m}$ ,  $a=0.50\text{m}$ , entre-axe des poteaux  $=4.70\text{m}$

Hauteur de nervure(m)	0.6	0.7	0.9	1.00	1.10
$I(\text{m}^4) \times 10^{-4}$	238	3.46	695	947	1258
$L_e(\text{m})$	1.78	1.96	2.33	2.52	2.7
$\frac{\pi}{2} L_e + a(\text{m})$	3.29	3.58	4.16	4.46	4.74

Tableau.VII.4 : Détermination de la hauteur de la nervure.

**b.2. Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max}=4.7 \text{ m}$

$$\Rightarrow 31.33\text{cm} < h_2 < 47\text{cm}$$

On prend:  $h_2=45\text{cm}$

$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 110 \text{ cm}$

On prend :  $h=110 \text{ cm}$

- **Finalement :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 110\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$

#### 4.4. Caractéristiques géométriques :

➔ **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 14.43 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.30 \text{ m}$$

➔ **Moment d'inertie :**

$$I_{XX} = 16157.89 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 14625.10 \text{ m}^4$$

#### 4.5. Vérifications Nécessaires :

##### 4.5.1. Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ancrage de la structure.

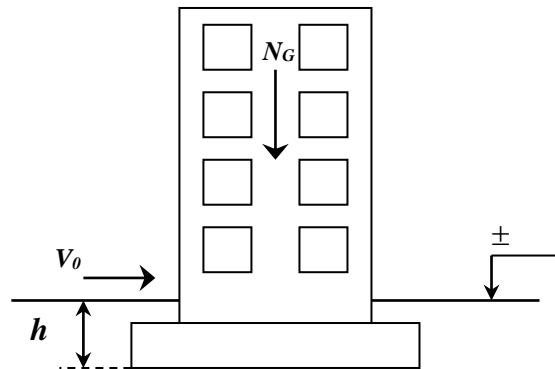


Figure VII.5 : Schéma statique du bâtiment.

**Sens x-x :**

$$M_0 = 77237.96 \text{ KN.m ;}$$

$$V_0 = (3821.41 \cdot r_x) \rightarrow V_0 = 4929.62 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec: } r_x = 1.29.$$

$$h = 4.10 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } M_R = 97449.40 \text{ KN.}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$N_G = N_{G1} + N_{G2}.$$

$N_{G1}$ : Poids propre de la structure.

$N_{G2}$ : Poids propre du radier.

$N_Q$ : poids des surcharges d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 46955.97 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 536.61 \times 0.30 = 4024.58 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 5899.50 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } N = 56880.05 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 820779.12 \text{ KN.m}$$



$$\frac{M_s}{M_R} = 8.42 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

$$M_0 = 80144.50 \text{ KN.m ;}$$

$$V_0 = (3696.63 * r_y) \rightarrow V_0 = 4251.12 \text{ KN.}$$

$$h = 4.10 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R = 97574.09 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \cdot y_G = 528984.46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5.42 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

#### 4.5.2 Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire :  $\overline{\sigma}_{sol} = 1.77 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

##### **a. Sollicitation du premier genre**

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{58547.41}{536.79} = 109.10 \text{..kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 109.10 \text{..kN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 177 \text{..kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

##### **b. Sollicitation du second genre**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

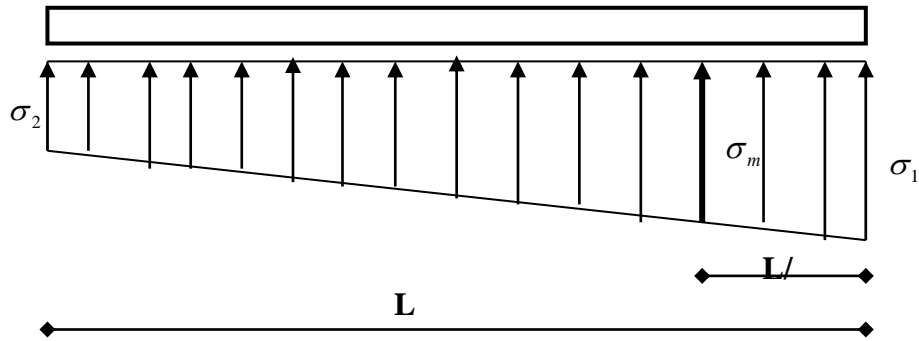


Figure VII.6 : contraintes sus le radier

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$ .

$\sigma_2$ : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $(1,33.\sigma_{sol})$ .

**ELU**

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 80070.01 \text{ kN}$

M : est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 177 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	236.19	62.13	192.67
<b>Sens y-y</b>	211.21	87.12	180.18
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 265.5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \bar{\sigma}_{sol}$

Tableau VII.5: Contraintes sous le radier à l'ELU.

**ELS**

$N_{ser} = 58547.41 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 177 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	196.09	22.04	152.58
<b>Sens y-y</b>	171.12	47.02	140.09
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 265.5$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 235.41$

Tableau VII.6 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

• **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables du radier :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU :**  $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 192.67 \text{ kN/m}^2$

**ELS :**  $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 152.58 \text{ kN/m}^2$

**4.6 Ferrailage du Radier :**

**4.6.1. Ferrailage de la dalle du radier:**

**a. Détermination des efforts:**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**➔ Panneau de rive**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x \\ M_{ty} = 0,85 M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis:  $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x & \text{(autre appui)} \end{cases}$

**→ Panneau intermédiaire**

- Moment en travée:  $\begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a=0,5M_0$

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

**b.Valeur de la pression sous radier**

**ELU**

$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 192.67.kN / m$

**ELS**

$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 152.58kN / m$

**C.Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

Le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.6}{4.9} = 0.938 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
4.6	4.9	0.938	0.0428	0.8450	192.67	174.49	148.32	147.46	125.34	87.25

Tableau VII. 7: Calcul des moments à l'ELU.

**d.Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
4.6	4.9	0.938	0.0500	0.8939	152.58	161.43	137.22	144.30	122.65	80.72

Tableau VII. 8 : Calcul des moments à l'ELS.

**e. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25$  MPa;  $\sigma_{bc}=14,17$ MPa;  $f_e=400$  MPa;  $\sigma_s=348$  MPa;  $b=100$  cm;  $h=30$  cm ;  $d=0,9h=27$ cm

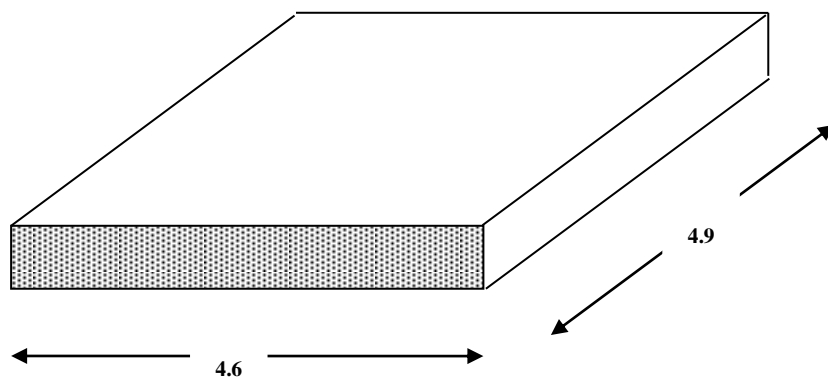


Figure VII. 7 : Schéma du panneau le plus sollicité.

**→ Section minimale**

Sens y-y :  $A_{s\ min}=0,08\ \% \ b.h= 2.40\ cm^2$ .

Sens x-x :  $A_{s\ min}=1,2.(A_{\min\ suivant\ y-y})=2.88\ cm^2$ .

	Sens	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
<b>Travée</b>	x-x	148.32	17.12	2.88	6T20	18.85
	y-y	125.34	14.26	2.40	5T20	15.71
<b>Appui</b>	x-x	87.25	9.72	2.88	5T16	10.05
	y-y					

Tableau VII.9 : Ferrailage des Panneaux du Radier.

→ **Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(90.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **En travée :**

**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t=15$  cm.

**Sens y-y**

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(80.\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend  $S_t=20$  cm

- **Aux Appuis :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20$  cm

→ **Vérifications nécessaires**

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$$

	<b>Sens</b>	<b><math>A_s^{adp}(\text{cm}^2)</math></b>	<b><math>A_s^{\min}(\text{cm}^2)</math></b>	<b>Vérifications</b>
<b>Travée</b>	x-x	18.85	3.26	Oui
	y-y	15.71	3.26	Oui
<b>Appui</b>	x-x	10.05	3.26	Oui
	y-y			

Tableau VII.10 : Vérifications de CNF

- Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Travée</b>	x-x	137.22	18.85	12.49	15	364.13	201.6	Non
	y-y	122.65	15.71	11.66	15	365.53	201.6	Non
<b>Appuis</b>	x-x	80.72	10.05	9.01	15	365.44	201.6	Non
	y-y							

Tableau VII. 11 : **Vérification des contraintes.**

**Remarque :**

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni sur appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$
<b>Travée</b>	x-x	9T20	28.27	10
	y-y	8T20	25.13	12
<b>Appuis</b>	x-x	6T20	18.85	15
	y-y			

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
<b>Travée</b>	x-x	137.22	28.27	10.32	15	200.68	201.6	Oui
	y-y	122.65	25.13	9.57	15	198.33	201.6	Oui
<b>Appuis</b>	x-x	80.72	18.85	6.91	15	180.55	201.6	Oui
	y-y							

Tableau VII. 12 : **Vérification des contraintes (correction).**

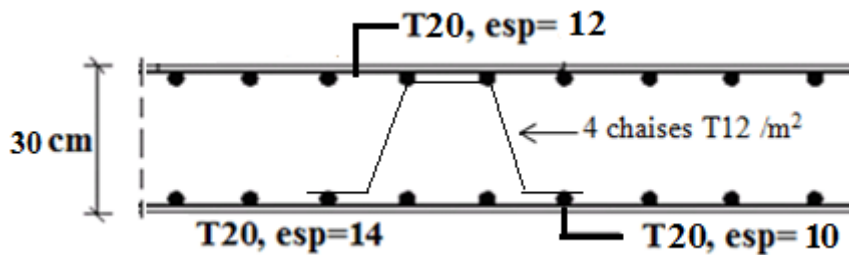


Figure VII.8 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

**4.6.2 Ferrailage des nervures :**

**→ Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire “BAEL91 modifier 99”

On a :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée :  $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0,50M_0$

**→ Calcul des armatures :**

$b = 50 \text{ cm} ; h = 110 \text{ cm} ; d = 99 \text{ cm}$

- **Sens porteur (x-x) :**  $L = 4.7 \text{ m} ; q = 192.67 \text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	452.21	13.80	4T20+4T16	20.61
<b>Appuis</b>	266.01	8.09	4T20	12.59

Tableau VII. 13 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :**  $L = 4.9 \text{ m} ; q = 192.67 \text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	491.51	15.01	4T20+4T16	20.61
<b>Appuis</b>	289.12	8.79	4T20	12.57

Tableau .VII.14 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)



➔ **Vérfications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.64cm^2$$

		$A_s^{adp}(cm^2)$	$A_s^{\min}$	Vérification
<b>Sens-X</b>	<b>Travée</b>	20.61	6.64	Oui
	<b>Appuis</b>	12.57	6.64	Oui
<b>Sens-Y</b>	<b>Travée</b>	20.61	6.64	Oui
	<b>Appuis</b>	12.57	6.64	Oui

Tableau VII.15:Vérification de la condition de non fragilité.

Vérification des contraintes à l'ELS :

qu=152.58 KN/m

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	358.11	20.61	5.47	15	194.76	201.6	Oui
	y-y	389.24	20.61	5.59	15	200.78	201.6	Oui
<b>Appuis</b>	x-x	210.65	12.57	3.89	15	184.03	201.6	Oui
	y-y	228.96	12.57	4.22	15	200.03	201.6	Oui

Tableau VII. 16 : Vérification des contraintes à l'ELS

**2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

➔ **D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93,**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{192.67 \times 4.6}{2} = 443.14.kN$

$$\tau_u = \frac{443.14 \times 10^3}{500 \times 990} = 0,895.MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa.....Vérifier$$

### 3. Armatures transversales :

#### → BAEL 91 modifié 99:

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

#### → RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots = 55\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

On prend :

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0.895 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 50 \text{ cm} ; h = 110\text{cm} ; d = 99 \text{ cm}$$

On trouve :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 2.80 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6T10 = 3.02 \text{ cm}^2$

### 4. Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a  $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau  
 $3 \times 1.10 = 3.30 \text{ cm}^2$

On opte 2 T 16 = 4.02 cm<sup>2</sup>

h=110 cm

**le choix**

$A_s=2T16=4.02$

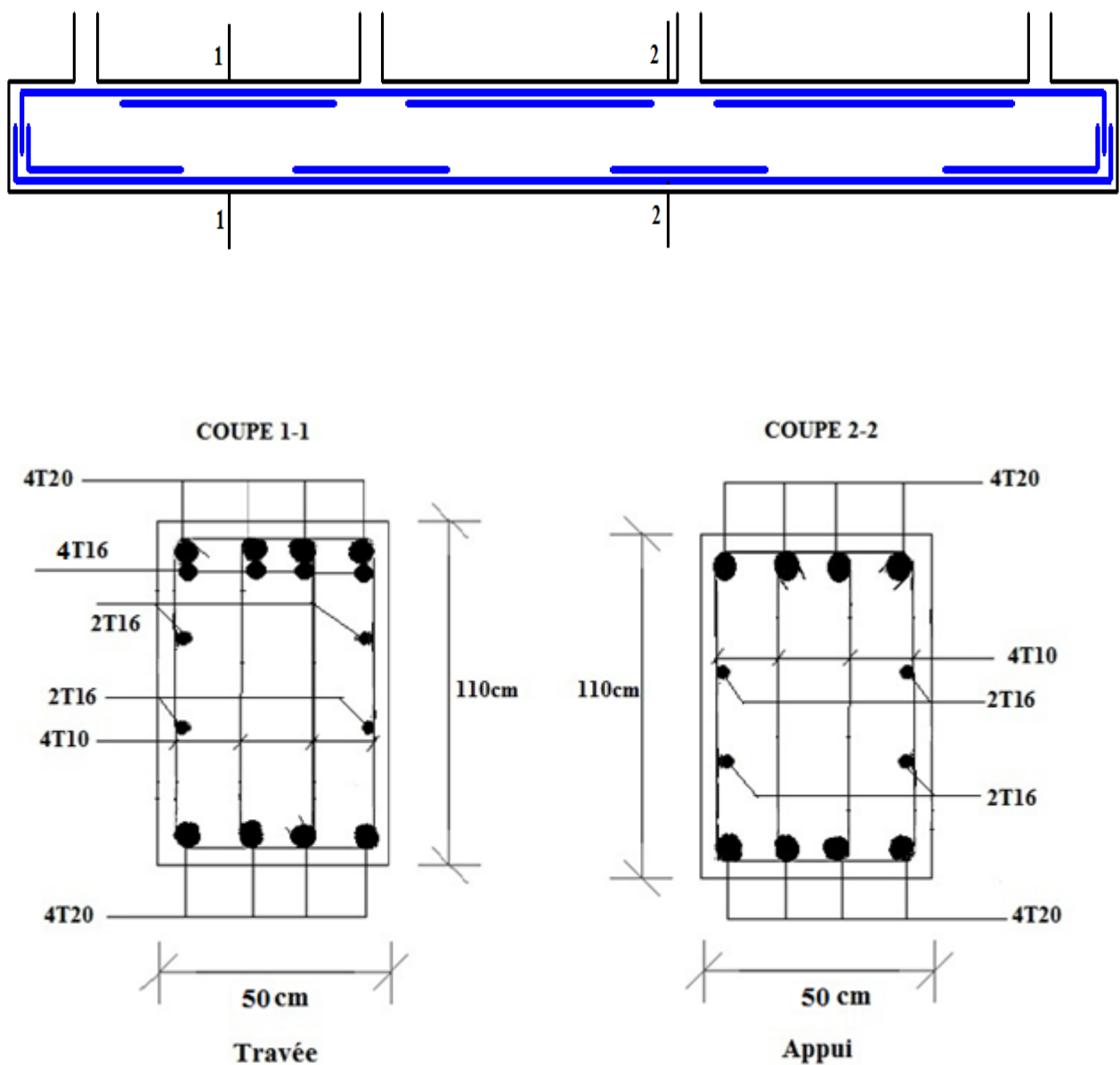


Figure VII. 9 : Ferrailage des nervures.

### 4.6.3 Ferrailage du Débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de  $1m$  à l'ELU.

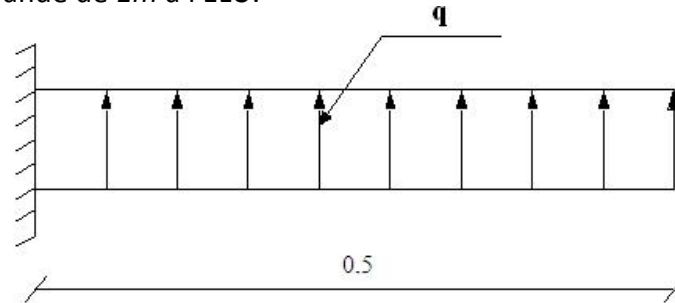


Figure VII. 10 : Schéma statique des débords.

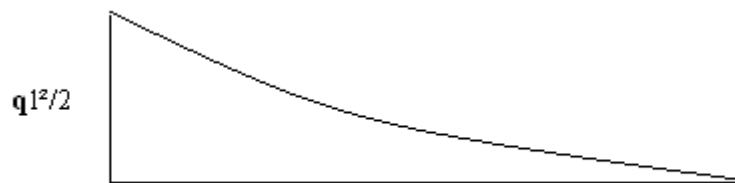


Figure VII.11: Diagramme des Moments.

#### → Calcul de ferrailage

$q_u=192.67\text{KN/ml}$ ,  $b=100\text{cm}$ ,  $h=30\text{ cm}$ ,  $d=27\text{ cm}$ ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$   $\sigma_{bc}=14,17\text{ MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24.08 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.083$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 25.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 2.68 \text{ cm}^2$$

#### → Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 > 2.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non.vérifié}$$

On adopte  $A_s=A_s^{\min}= 3.53 \text{ cm}^2$

Choix :

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

➔ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3.36 \text{ cm}^2$$

Choix :

$$4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 25 \text{ cm}$$

➔ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser} = 152.58 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 19.07 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \dots \dots \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
19.07	6.79	2.37	15	113.05	201.6	OK

Tableau VII. 17: Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.

• **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \geq 0,062 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0025 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,6 \geq 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{48.16 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 0,170\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## 5. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

### 5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les plancher du RDC, le sous-sol.

### 5.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2**.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

Avec : B : Section du voile.

- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

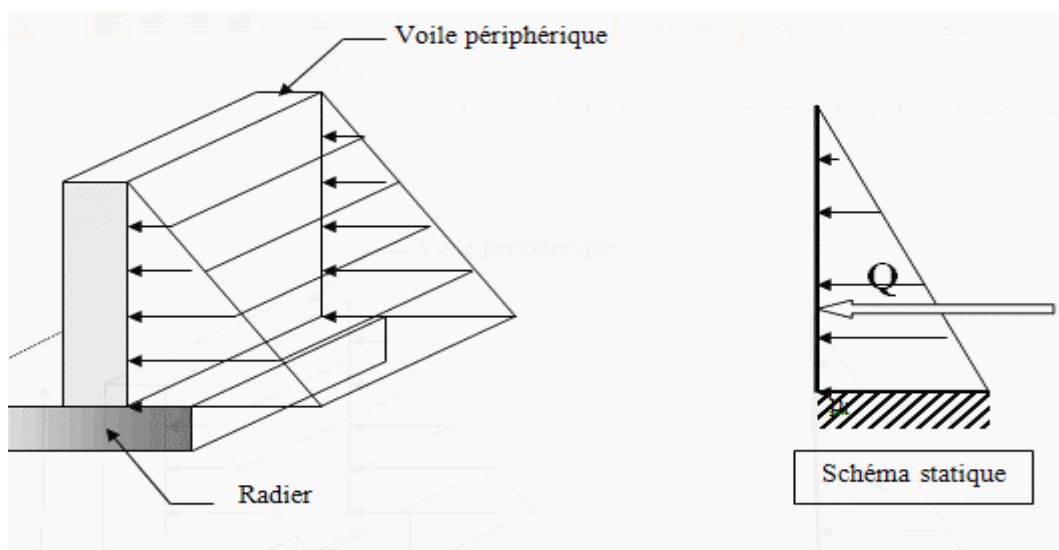


Figure VII. 12: Schéma statique du voile périphérique.

#### → Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (le niveau de fondations) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres .
- Effet de surcharge.
- Effet de cohésion.

#### 5.3.Évaluation des Charges :

- On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.
- $L_x=3.74 m ; L_y=4.6 m$ .
- Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de  $1m$  se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).

- La résultante  $P_G$  des poussées unitaires, sur la hauteur «  $L$  » de l'écran, s'applique au tiers inférieur du parement avec l'inclinaison  $\delta$  et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

#### 5.4. Calcul de la force de poussée :

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

**Avec :**

**Q :** Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur du voile = 3.74 m

**A :** coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 18.21^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.426$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 30.27 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow Qu = 1.35 \times 30.27 = 40.86 \text{ kN/ml}$$

#### 5.5. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.813 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0608 ; \mu_y = 0.5274 .$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 34.75 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 18.32 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 29.54 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 15.57 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 17.37 \text{ kNm}$$



**5.6. Calcul du Ferrailage :**

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	29.54	0.092	0	0.120	17.1	4.96	6T12	6.79	15
	y-y	15.57	0.085	0	0.111	17.1	2.60	5T12	5.65	20
<b>Appuis</b>	x-x	17.37	0.086	0	0.112	17.2	2.90	5T12	5.65	20
	y-y									

Tableau VII. 18 : Ferrailage du Voile Périphérique

➔ **Condition de Non Fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ( $12 \leq h \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres FeE400

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3,74}{4,6} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,75 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➔ **En travée**

$$\begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,75 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➔ **Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,75 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

## Vérification de l'Effort Tranchant

D'après le règlement « A5.1.2.1 de C.B.A 93 »

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 58.20 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 50.93 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 58.20 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{58.20 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,323 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### 5.7. Vérification à l'ELS :

#### a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,813 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0672 \quad \mu_y = 0,6580$$

$$Q_{ser} = 30.27 \text{ kN / ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 28.45 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 18.72 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx}=0, 85M_x=24.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=0, 85M_y=16.00 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0, 5M_x=14.22 \text{ KN.m}$$

#### b. Verification des contraintes:

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travee	x-x	24.20	6.79	5.12	21370.27	5.80	15	198.22	201.6	vér
	y-y	16.00	5.65	5.12	21370.27	3.83	15	144.63	201.6	vér
Appuis	x-x	14.22	5.65	5.12	21370.27	3.41	15	128.54	201.6	vér
	y-y									

Tableau VII. 19 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

### Ferrailage du voile périphérique

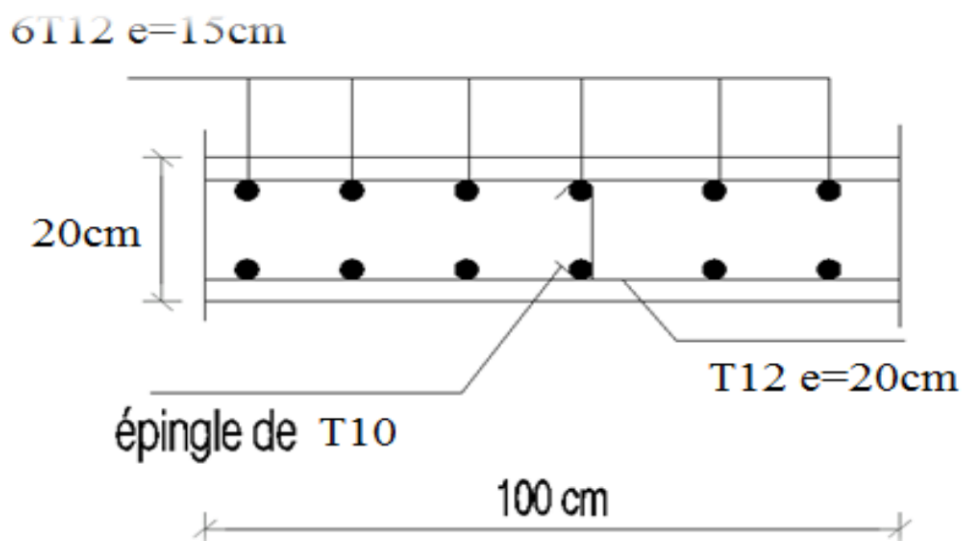


Figure VII. 13 : Ferrailage du Voile Périphérique.

## Conclusion Générale

Au-delà d'une somme de calculs et de prescriptions réglementaires, la construction vise d'abord à la satisfaction de besoins multiples, parfois peu compatibles, et fait appel à la réflexion créatrice globale de l'architecte, de l'ingénieur, du spécialiste de tel ou tel métier de la construction.

Cette réflexion suppose talent personnel et vision du but à atteindre. Une bonne habitude des modes de pensée qui permettent de donner forme à un projet requiert une assimilation parfaite de notions théoriques et pratiques extrêmement diversifiées ; c'est là la principale conclusion avec laquelle nous sortons de cette étude.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment ((C+9) avec une terrasse inaccessible), contreventé par un système mixte (voiles- portique).

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel SAP 2000 (V 14.0) on a constaté que :

Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique. Pour avoir plus de sécurité et minimiser l'effet de la torsion, on a disposé les voiles de telle sorte que les deux premiers modes sont de translation et le troisième est de torsion.

La vérification de l'effort tranchant à la base est prioritaire car l'incertitude liées à la participation des éléments non-structuraux, dont les effets ne sont pas considérés dans la détermination de période et la réponse dynamique.

Pour satisfaire la rigidité latérale imposée par le RPA, on vérifie le déplacement de inter étage

La stabilité de la structure est assurée avec la vérification de l'effet p- $\Delta$ .

L'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme est prise en considération en vérifiant l'effort normal réduit.

Le facteur de comportement qui est en fonction du système de contreventement est choisi avec vérification de l'interaction.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on change le modèle à chaque fois que l'une de ces conditions n'est pas satisfaites ce qui nous a conduit à changer la dispositions des voiles pour avoir les modes de translation en premier, et pour vérifier le déplacement inter étage.

On a dû aussi changé la section des poteaux pour justifier l'effort normal réduit ,cette condition nous a obligé à augmenter les sections des poteaux de l'ordre de (55\*55)cm<sup>2</sup> pour le premier étage.

Pour justifier le choix du facteur de comportement (R=5) lié fortement au système de contreventement on a déterminé l'effort tranchant de l'étage sous 25% de l'excitation sismique avec une structure sans voiles et sous l'excitation globale avec une structure

avec voile , ce paramètre a été satisfait ; ainsi que les voiles reprennent plus de 20% de la charge verticale ce qui se dit avec le choix de  $R=5$  donc la structure est contreventée avec un système mixte : portiques et des voiles avec interaction

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par RPA99 et BAEL99, par contre Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas. En effet pour toutes les voiles (entièrement tendus d'ailleurs), des contraintes de traction importantes apparaissent sur la partie inférieure du voile. Par contre ; de faibles contraintes de traction situant à la partie supérieure, par conséquent Le ferrailage dans les niveaux inférieures est plus important que les niveaux sup (l'espacement est respecté).

Et enfin le choix du radier général nervuré était la solution adéquate pour répondre aux critères de résistance et de rigidité imposée par les règlements en vigueur.

Et finalement :

L'ingénieur restera toujours celui qui prend les décisions, et responsable de l'application qu'il lui appartient de faire des avancés techniques que le développement informatique et parasismique met à sa disposition, mais l'ingénieur tout seul ne pourra rien faire, car la solution finale ne peut être que le résultat d'un travail en équipe composée de tous les intervenants dans le domaine du building, et tout en respectant les exigences de la réglementation.

Et n'oublions pas que la réglementation est une convention à un moment donné de l'évolution du savoir technique et de la société, donc c'est un consensus en évolution constante.

**ORGANIGRAMME -I-**

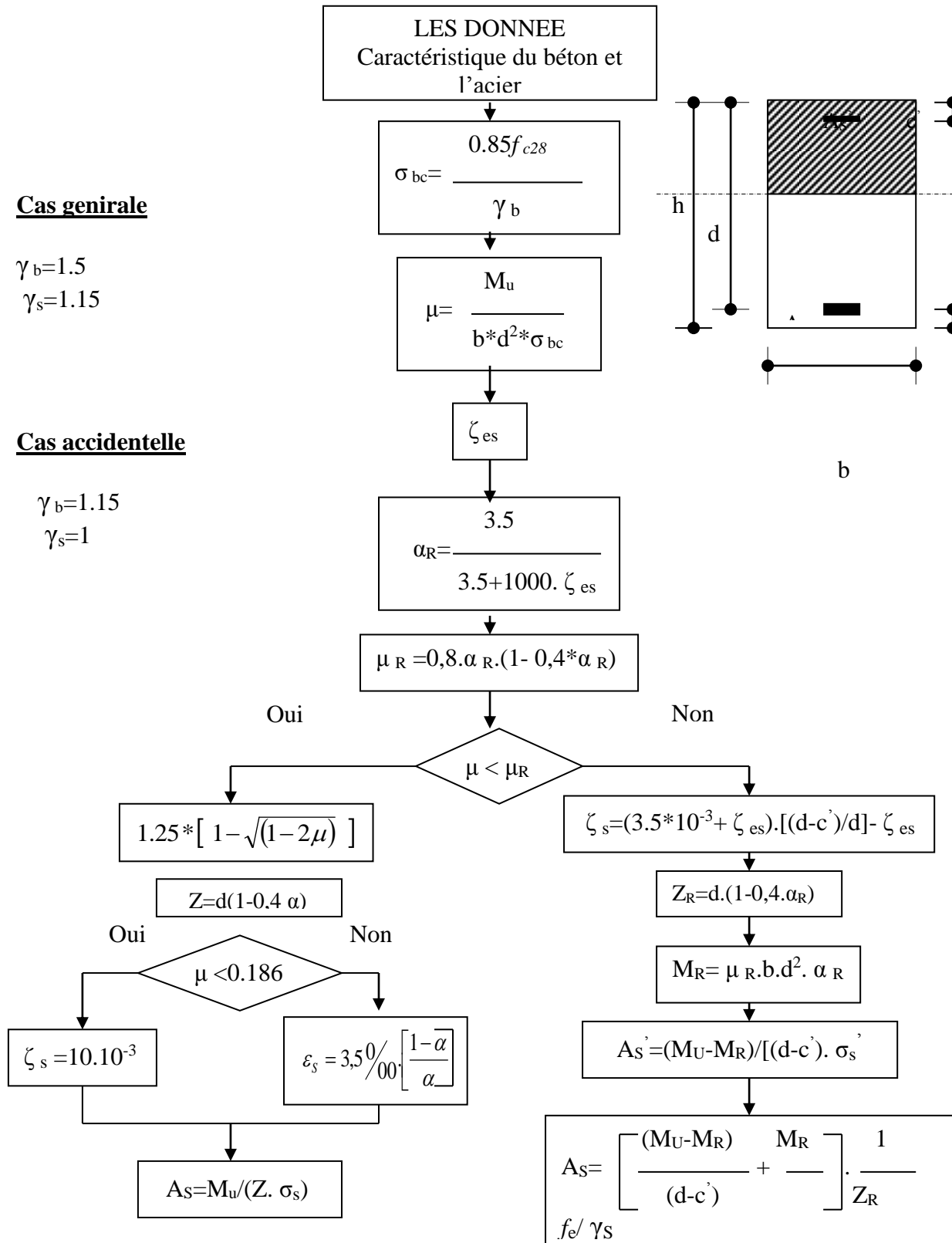
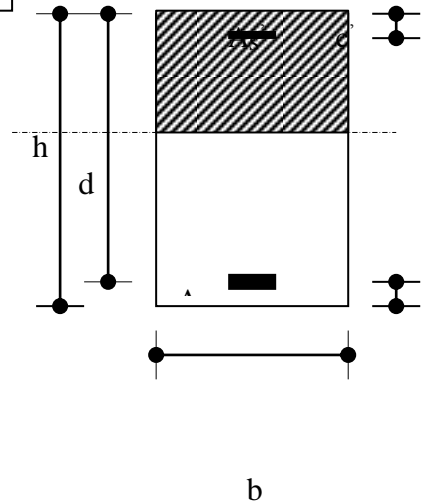
**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**Cas genirale**

$\gamma_b=1.5$   
 $\gamma_s=1.15$

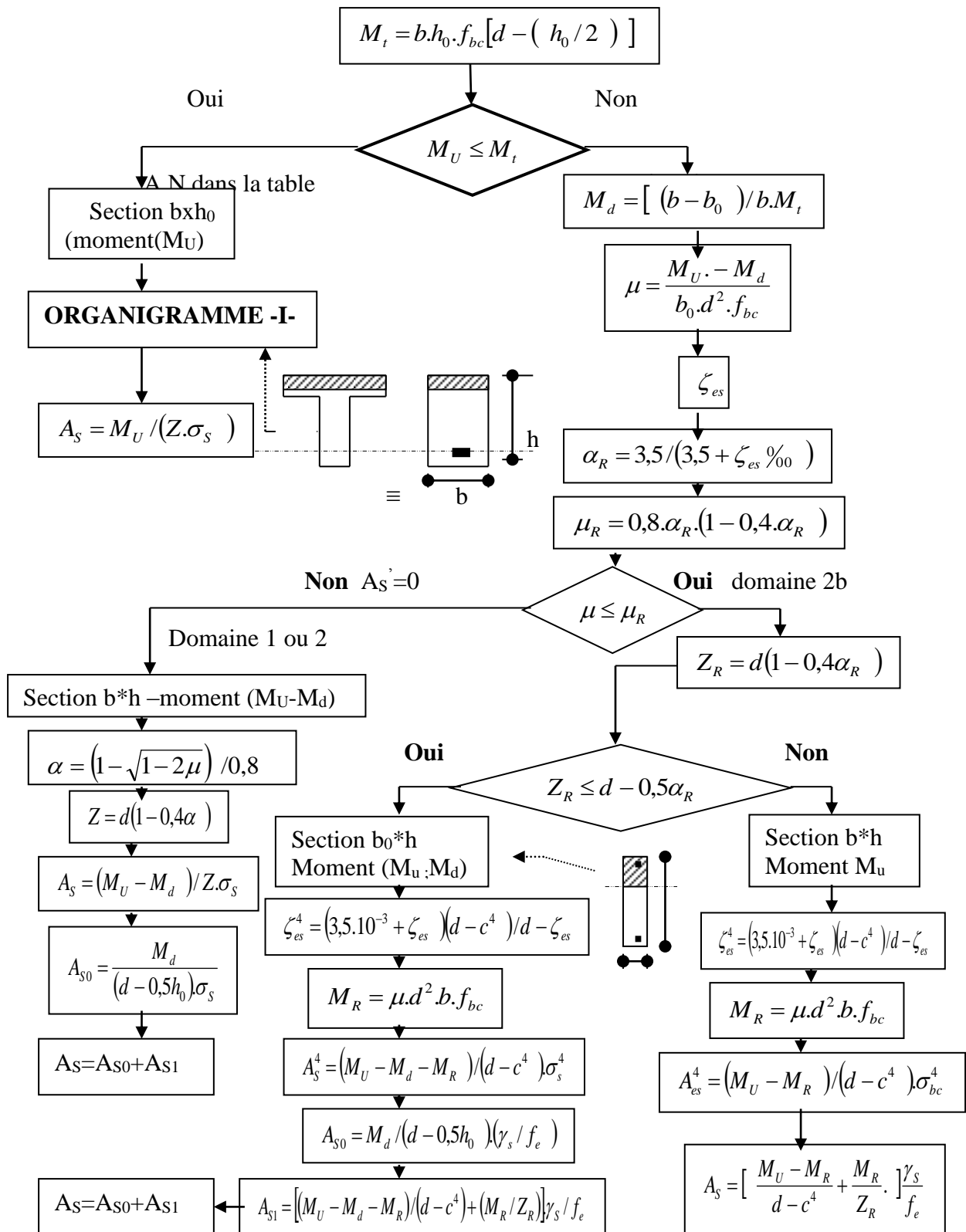
**Cas accidentelle**

$\gamma_b=1.15$   
 $\gamma_s=1$



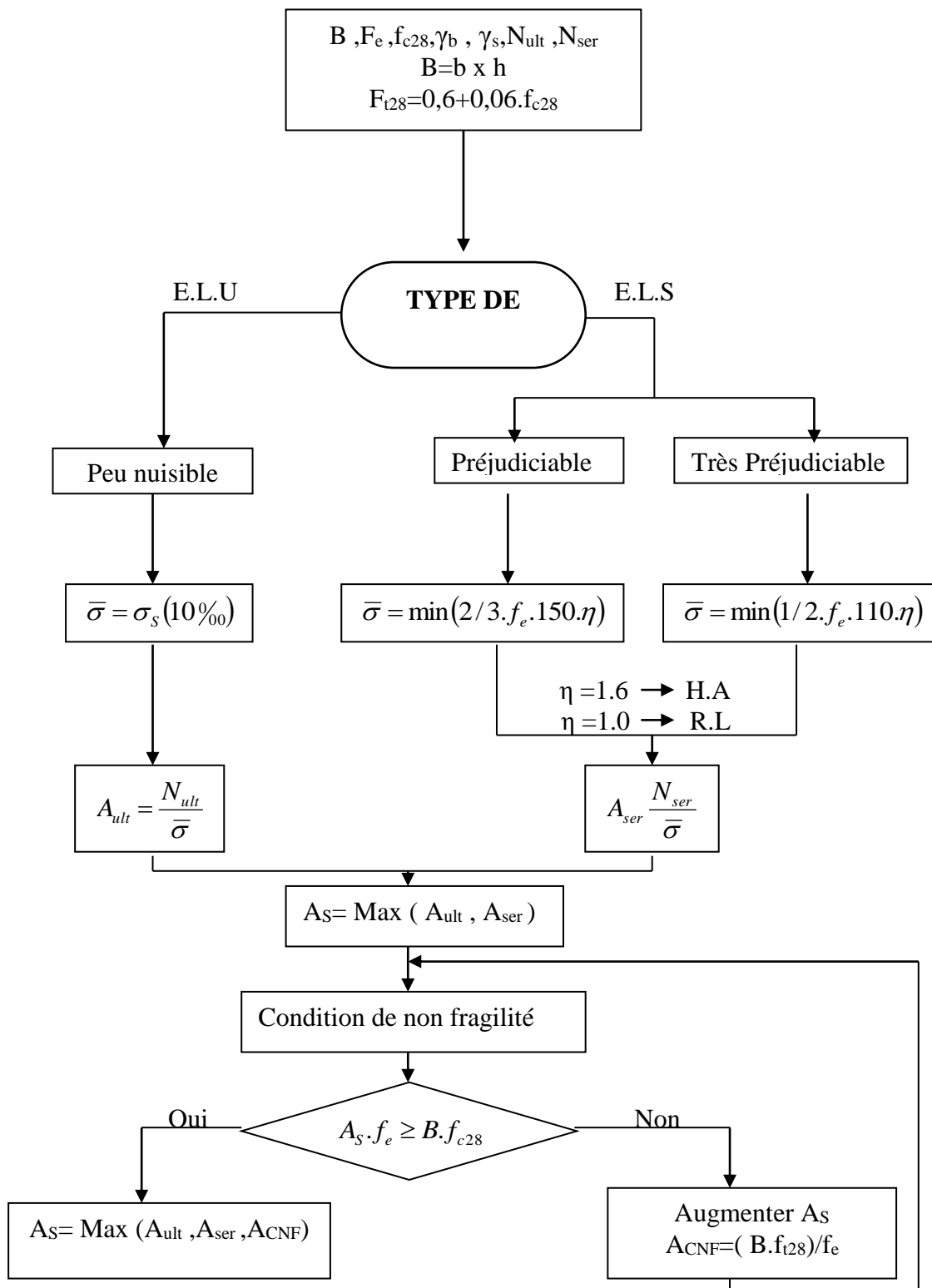
**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -III-**

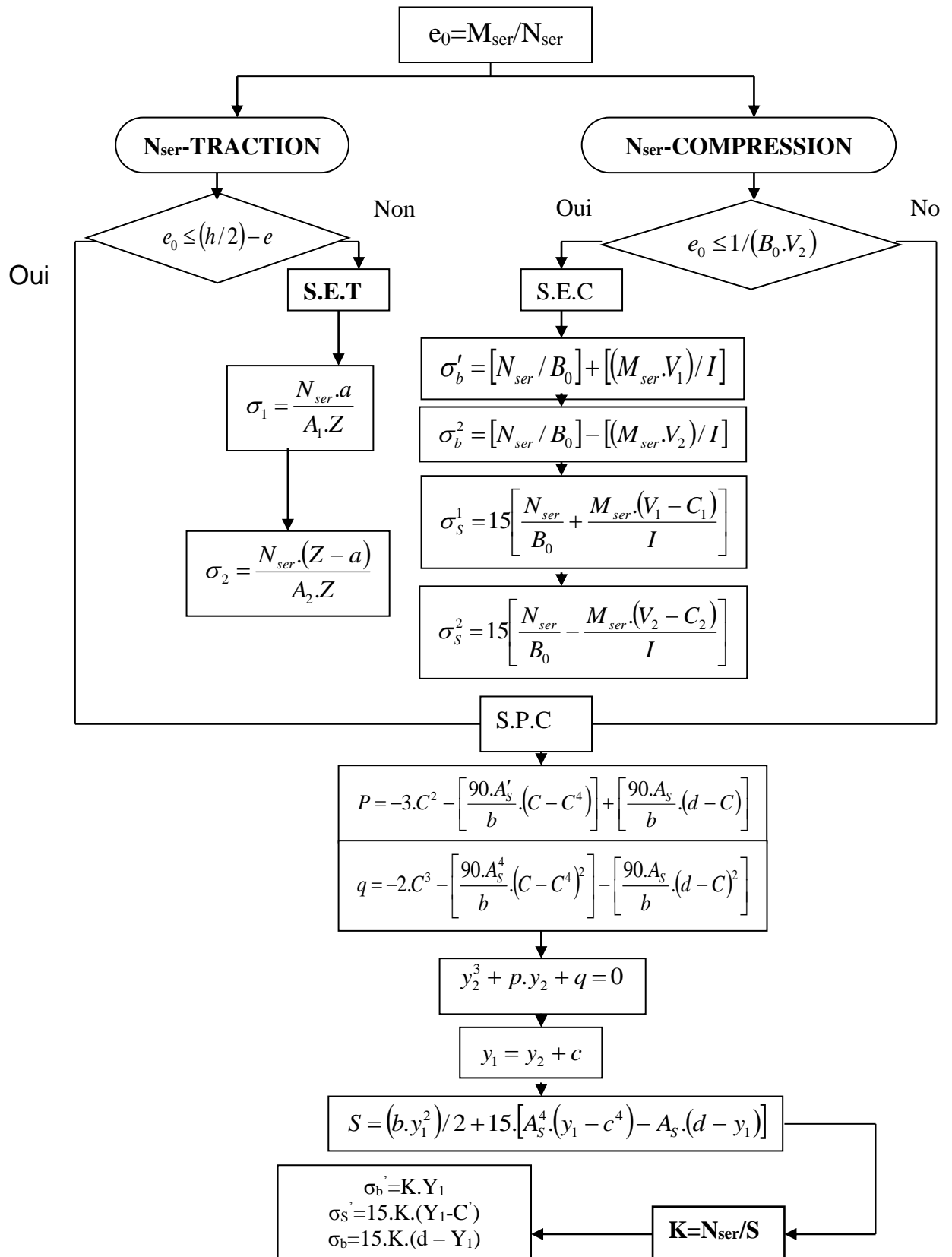
**TRACTION SIMPLE**



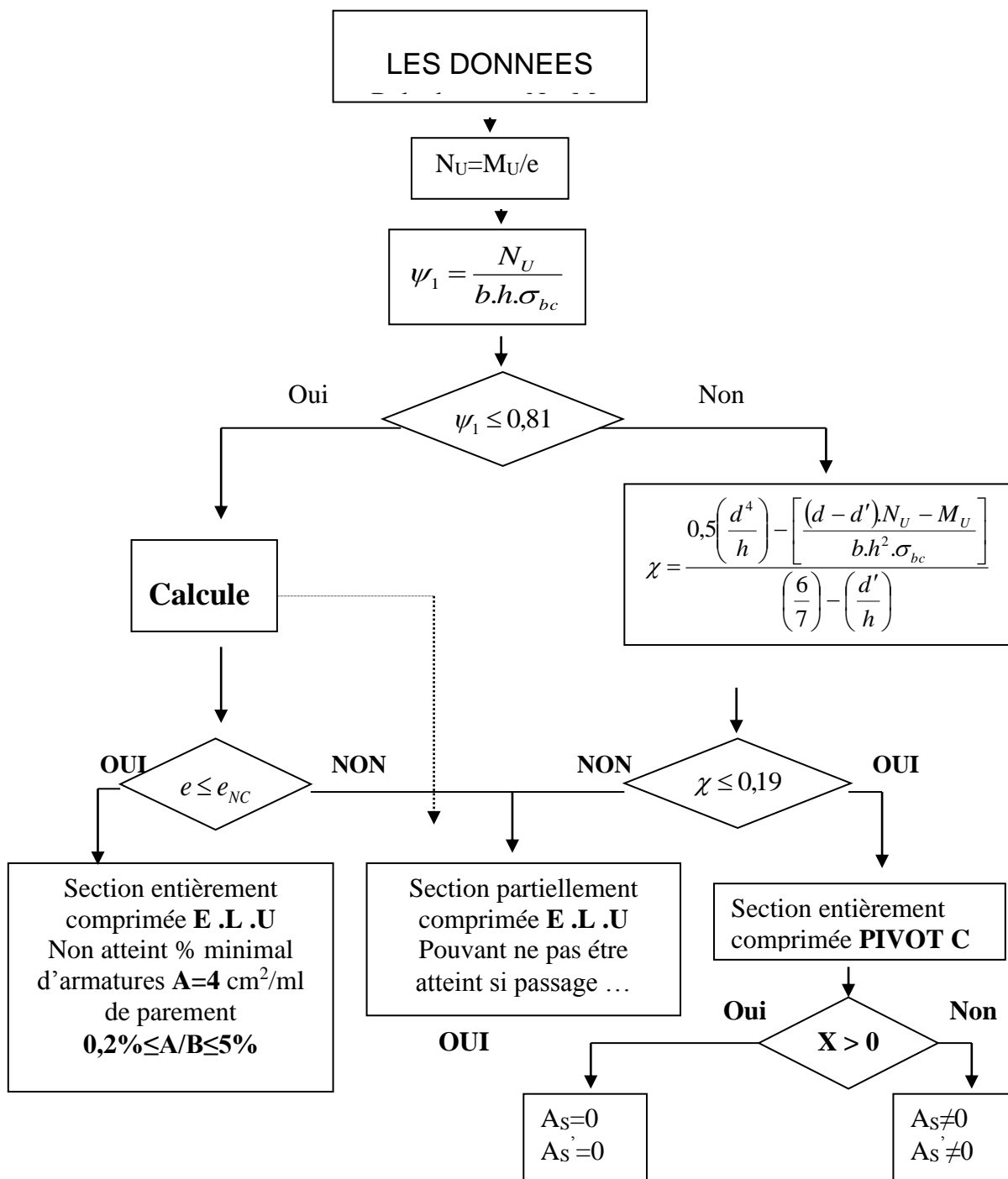
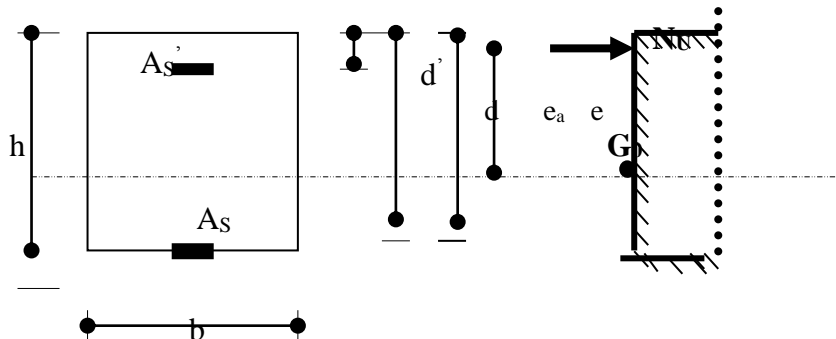


**ORGANIGRAMME-IV-**

**FLEXION COMPOSEE A E.L.S**

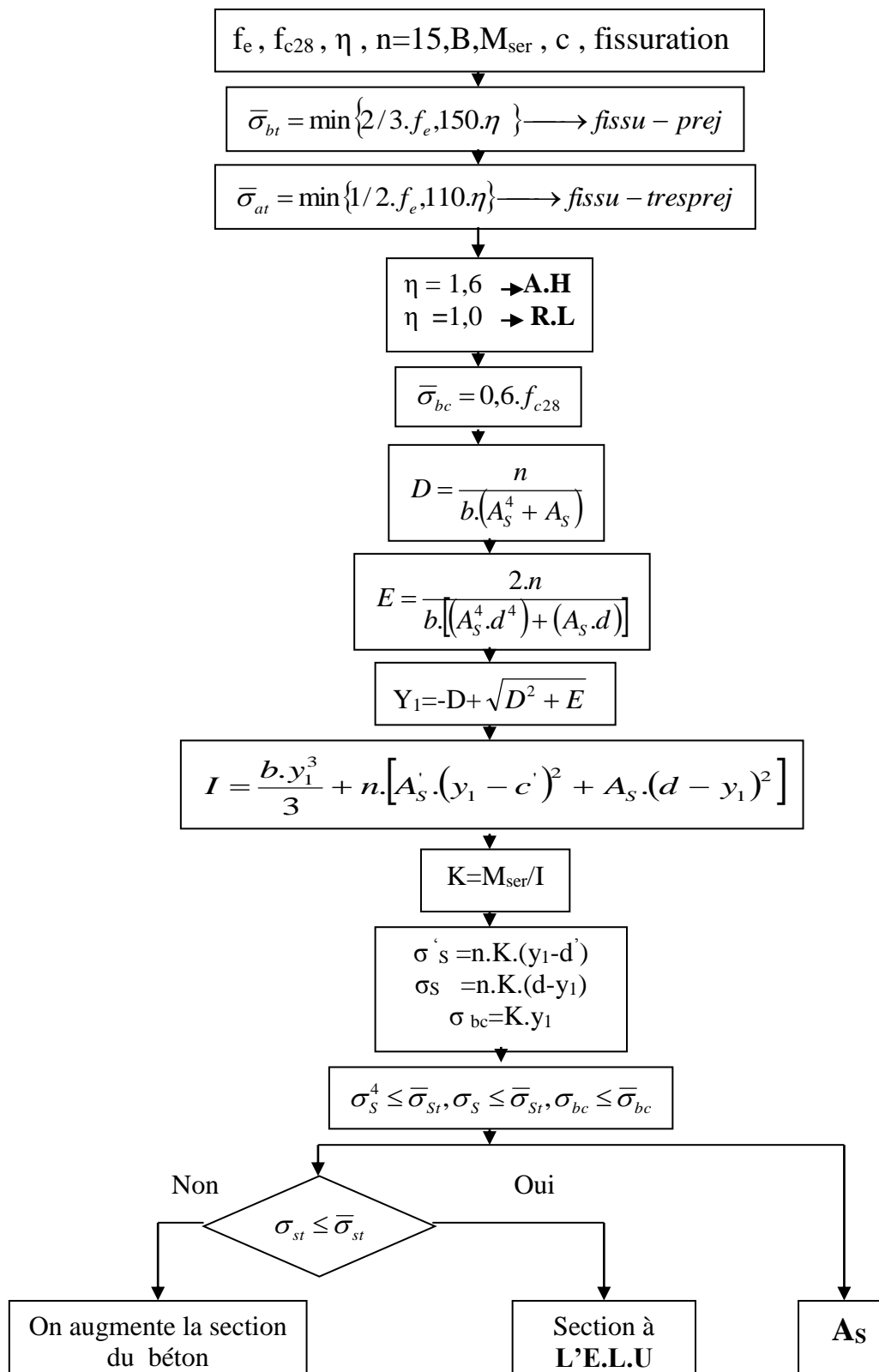


**ORGANIGRAMME -V-  
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -VI-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E .L .U**



**ORGANIGRAMME -VII-**

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE**

**A L'EFFORT TRANCHANT**

