

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE 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 et Matériaux

Thème

*Conception Et Calcul Parasismique
d'Une Structure 2 S.Sol +RDC+ 8 Etages
Contreventée Par Des Voiles
Et Des Portique En Béton Armé*

Réalisé par :

Mr ALLAG ABDERRAHIM

Encadré par :

M^{me} C. CHERFA (M.A .A)

Promotion : 2012/2013

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné la force, le courage et la patience durant cette étude pour enfin arriver à ce jour là.

Je remercie Mme CHERFA pour son encadrement, ces nombreux conseils, et surtout sa disponibilité le long de ce travail.

Je remercie les membres du jury qui ont acceptés d'examiner ce travail.

Mes remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA, particulièrement les enseignants du département de Génie civil.

Je tiens à remercier M^{elle} AHLEM pour son aide précieux.

Enfin, j'adresse aussi mes remerciements à tous ceux qui ont contribué à ma formation de près ou de loin, depuis les Premières lettres de l'alphabet.

Dédicace

Je tiens à dédier ce Projet :

*A ma très chère Mère Nadja et à mon cher Père Rabah, en témoignage
et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant
Toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral,
Eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et
Pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit,
Mon affection sans limite.*

*✚ A mes chères grand-mères Emmarka , et Oum el Khir qui me manque
Beaucoup depuis que notre bon dieu a préféré la ramener, au paradis
(inchallah)...*

✚ A mes frères : Abdelhak, Boudjema, Yacine .

✚ A ma petite sœur la chouchou de maison : Bouchra

*✚ A mes Amis : Yacine, Fouad, Brahim, Moussa, Ritta, Ishak,
Abderrahman , Oussama , Omar.*

✚ A mes Amis de l'université: Chafik, Mohsin, Selma Amina, Nassim.

✚ A toute la promotion 2013.

ABDERRAHIM.

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابقين تحت الأرض، وثمانية طوابق، ذات طابع سكني و الواقعة في ولاية البليدة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-3- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا RPA99 version 2003 للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر
BAEL91 و CBA93

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (R+8+2SS) contreventée par des voiles et des portiques à usage habitation.

La structure est implantée dans la Wilaya de BLIDA, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

ABSTRACT

This project consists mainly in analysis of a structure (R+8+2SS) for multipurpose (habitation) with shear walls.

The structure is located in BLIDA, which is characterizing by a high seismic activity (zone III). The study is carrying out regarding the Algerian seismic code (RPA99 modified in 2003).

The structural elements dimension and their reinforcement were carrying out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93) and the limits states of reinforced concrete (BAEL91).

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumés

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans

Introduction..... 01

I- Présentation de l'ouvrage

1 Introduction.....02

2 Situation02

3 Description Architecturale.....03

4 Description structurale.....04

5 Classification selon l'RPA99/V2003.....04

6 Caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux.....05

II- Prédimensionnement

1 Introduction.....11

2 Prédimensionnement des planchers.....11

3 Evaluation des charges et surcharges.....15

4 Prédimensionnement des poutres..... 17

5 Prédimensionnement des poteaux.....20

6 Prédimensionnement des voiles..... 39

III- Les éléments secondaires

1 Introduction.....	40
2 Acrotère.....	40
3 Etude des planchers à corps creux	46
4 planchers en dalle pleine.....	65
5 Escaliers.....	73

IV- Etude Dynamique en Zone Sismique

1 Introduction.....	88
2 Etude dynamique.....	88
3 Modélisation de la structure.....	90
4 Etude sismique.....	93
5 Résultats de l'analyse.....	100
6 Justification vis-à-vis de l'effort P- Δ	115
7 Justification du choix de coefficient de comportement.....	116

V- Ferrailage des Eléments Résistants

1 Introduction.....	119
2 Ferrailage des poteaux.....	119
3 Ferrailage des poutres.....	137
4 Ferrailage des voiles	156

VI- Etude du Sol

1 Introduction.....	191
2 Présentation du projet.....	191
3 Géologie.....	192

4 Programme de reconnaissance.....	192
5 Essais de laboratoire.....	194
6 Conclusion.....	196

VII- Etude de Fondation

1 Introduction.....	197
2 Facteurs Intervenant Dans Le Calcul Des Fondations	197
3 Calcul des fondations.....	197
4 Etude du voile périphérique.....	216

Conclusion générale.....	220
---------------------------------	------------

Bibliographie.....	221
---------------------------	------------

Organigrammes

Annexe

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 Site du Projet	2
Figure I-2 Vue du Projet.	3
Figure I-3 Diagramme Contraintes – Déformations ELU.	8
Figure I-4 Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.	9
<i>Figure. II.1. : Plancher à corps creux.</i>	11
<i>Figure. II.2. : Vue en plan (poutre de chaînage)</i>	13
<i>Figure. II.3. : Mur extérieur.</i>	16
<i>Figure .II.4 : L'acrotère.</i>	17
<i>Figure .II.5 : Section Réduite du Poteau Carré.</i>	22
<i>Figure .II.6 : Vue en plan « Types de Poteaux »</i>	23
<i>Figure .II.7 : Schéma du voile.</i>	39
Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère	40
<i>Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.</i>	41
<i>Figure III.3 : distance de l'axe neutre</i>	43
Figure III.4 : Ferraillage de l'acrotère	45
<i>Figure .III.5 : Coupe du plancher en corps creux</i>	46
<i>Figure .III.6 : Les types des poutrelles</i>	47
<i>Figure.III.7 : Dimensions De La Poutrelle.</i>	48
<i>Figure.III.8: Les étaielements.</i>	51
<i>Figure .III.9: Moment fléchissant, de la poutrelle à deux (02) travées.</i>	53
<i>Figure .III.10 : Moment fléchissant, de la poutrelle à 03 travées</i>	54
<i>Figure.III.11 : Moment fléchissant, de la poutrelle à 07 travées.</i>	55

<i>Figure .III.12 : Moment fléchissant, de la poutrelle à 08 travées.....</i>	56
<i>Figure .III.13: ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis</i>	64
<i>Figure .III.14 : schéma de la dalle plein.....</i>	65
<i>Figure .III.15 : Ferrailage de la dalle pleine.....</i>	72
<i>Figure .III.16: Plan de coffrage de l'escalier d'étage courant.....</i>	73
<i>Figure .III.17 :schéma statique de l'escalier.....</i>	76
<i>Figure .III.18 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant.....</i>	77
<i>Figure .III.19 : Ferrailage de l'Escalier.....</i>	82
Figure III.20: Dimensions du balcon.....	83
Figure III.21 : Schéma statique du balcon.....	84
Fig.IV.1.Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.....	91
Fig.IV-2-Le rôle du diaphragme.....	92
Fig.IV-3-L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.	92
Fig.IV-4- les Etapes du Calcul Sismique.	94
Figure IV-5 Modèle Initial.	100
Figure IV-6 Modèle 1.....	103
Figure IV-7 Modèle 2.	106
Figure IV-8 Modèle Final.	109
Figure IV-9 Repérage des Poteaux.	112
Figure V-1 Zone Nodale.....	120
Figure V-2.Disposition des armatures dans les nœuds.	135
Figure V-3.Schéma de Ferrailage des poteaux.	136
Figure V-4. Disposition des Poutres.	139

Figure V-5. <i>exemple de calcul.</i>	152
Figure V-6 Schéma de Ferrailage des Poutres	154
Figure V-7 Schéma de Ferrailage des Poutres.	155
Figure V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	158
Figure V.9 : Définition de l'élément mur	159
Figure V.10: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque	162
Figure V.11 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles	165
FIGURE V.12 : Disposition des voiles	170
Figure V.13 : Ferrailage Voile	178
Figure V.14 : Détail De Ferrailage Voile 1 en élévation	178
Figure V.15 : Ferrailage Voile 2	179
Figure V.16: Détail Ferrailage Voile 2 en élévation	179
Figure V.17 : Ferrailage Voile 4	180
Figure V.18 : Détail Ferrailage Voile 4 en élévation	180
Figure V.19 : Ferrailage Voile 8	181
Figure V.20 : Détail Ferrailage Voile 8 en élévation	182
<i>Figure V.21 : Ferrailage des linteaux type 1</i>	188
<i>Figure V.22 : Ferrailage des linteaux type 2</i>	188
Figure V-23 Répartition Des Contraintes dans les linteaux	189
Figure V-24 Répartition Des Contraintes dans les linteaux	190
<i>Figure VI.1 : plan de masse</i>	191
Figure VII-1. Semelle Filante.	198
Figure VIII-2 Schéma statique du bâtiment	201
Figure VIII-3 Schéma du panneau le plus sollicité.	207

Figure VII-4 Ferraillage de la Dalle du Radier.	209
Figure VII.5 : Ferraillage des nervures XX	213
Figure VII.6 : Ferraillage des nervures YY	213
Figure VII-7 Schéma statique des débords.	214
Figure VII-8 Diagramme des Moments	214
Figure VII-9 Ferraillage du Débord.	215
Figure VII-10 .Ferraillage du Voile Périphérique sens x-x.	219
Figure VII-11 .Ferraillage du Voile Périphérique sens y-y.	219

1 INTRODUCTION :

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'oeuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de Masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre Structure qui est en forme « Irrégulière».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent surtout l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après Celui du 21 MAI 2003 frappé à BOUMERDES.

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude Technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de R+8, avec 2 sous-sol. Qui sera menée selon les étapes principales suivantes:

- La première étape portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (acrotère, garde-corps, escalier).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul SAP 2000.
- La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- La sixième étape l'étude de sol.
- La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

1 INTRODUCTION :

Dans le présent mémoire nous étudions un bâtiment en béton armé R+8 +2 sous sols, à usage d'habitations situé à Ouled yaich dans la wilaya de BLIDA . L'étude comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires ;
- L'étude dynamique du bâtiment ;
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 et CBA93 ;
- RPA99 version 2003.

2 SITUATION :

Ce bâtiment fait partie du projet « 352 logements haut Standing & service », que se trouve à environ cinquante(50) kilomètre au sud de la capitale Alger sur la route nationale N° 29 « Ouled-yaiche – Soumaa » dans la Wilaya de BLIDA,



Figure I-1 **Site du Projet**

3 DESCRIPTION ARCHITECTURALE :

Notre structure est entièrement prévue en béton armé et elle a une forme irrégulière en plan, le plancher terrasse est inaccessible.



Figure I-2 *Vue du Projet.*

3-1 Occupation en chaque niveau:

- Deux sous sol pour Parking-auto.
- Les 8 niveaux + RDC pour habitations.

3-2 Grandeurs de L'ouvrage :

- **En plan :**
 - La longueur totale =26,90 m
 - La largeur totale =26,50 m
- **En élévation :**
 - La hauteur totale du bâtiment : $H = 30,6$ m
 - La hauteur du 1^{er} sous-sol : $h = 3,57$ m
 - La hauteur du 2^{ème} sous-sol : $h = 4,08$ m
 - La hauteur du RDC et des 8 étages : $h = 3,4$ m

4 DESCRIPTION STRUCTURELLE :

4.1 Ossature :

Notre ouvrage est contreventé par un système mixte assuré par portiques et voiles avec interaction.

4.2 Les Planchers :

Vu leurs forme géométrique, leurs usage et les grandes portées, nous avons choisi deux types de plancher :

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

4.3 Les Communications Verticales :

- **Escalier :**

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

-On a un type d'escalier :

- Escalier à 2 volées.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée:

- Mur extérieur : en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une lame d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : carreaux de plâtre (66x50) cm d'épaisseur 7 cm.
- Dalle de sol en PVC
- Plafond en fibre de verre

5 CLASSIFICATION SELON RPA 99 VERSION.2003 :

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de BLIDA. Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 ver.03) elle est classée comme étant une zone de forte sismicité (zone III). C'est un Bâtiment à usage d'habitation collective et dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Il est classé comme étant ouvrage d'importance moyenne, donc groupe 2.

6 CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET MASSIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et à la réglementation parasismique Algérien (*RPA99 version 2003, CBA93*)

6.1. Le Béton :

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.
- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance (≥ 22 MPA).
- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.

Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

En exécution, il conviendra de veiller à respecter la constance des propriétés du béton. [9]

A- composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m³ de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA,
- 400 litres de sable $D_g \leq 5$ mm,
- 800 litres de gravillons $5\text{mm} \leq D_g \leq 25$ mm,
- 175 l d'eau de gâchage propre.

✓ Soit alors un poids volumique de :

$\rho = 25$ kN/m³ pour le béton armé

$\rho = 22$ à 23 kN/m³ pour le béton non armé

B- Résistance à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0,658 \times f_{c28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28} \\ j \gg 28 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \end{cases}$$

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPA. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

C- Résistance à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

D- Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

1. Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i \ 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v \ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

E- La masse volumique du béton armé

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

F- Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{ Béton non fissuré à L' E.L.S}$$

G- Les Contrainte Limites**1. Etat limite ultime « E.L.U »**

Dans le cas d'une vérification à l'E.L.U, on devra justifier :

- la résistance de tous les éléments de la construction
- la stabilité de ces éléments compte tenu des effets du 2ème ordre.
- l'équilibre statique de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

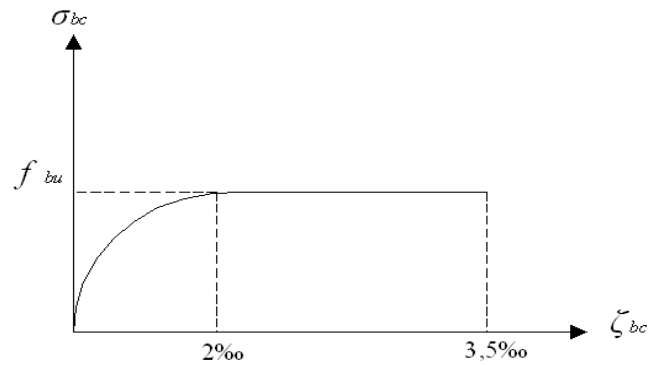
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{Cas des actions courantes transitoires}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{Cas des actions accidentelles}$$

Le coefficient réducteur de 0,85 tient compte de la dégradation de l'adhérence acier-béton sous l'action de quelques cycles de déformation post-élastique. [9]

Figure I-3 **Diagramme Contraintes – Déformations ELU.**

2. Etat limite de service « E.L.S »

C'est un état au delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus:

- le confort
- et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

6.2 L'acier

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Pour assurer une réserve de déformation plastique des éléments de structure, il est recommandé d'avoir un écart suffisant entre la contrainte de rupture et la limite élastique. Le règlement demande donc que l'allongement minimal garanti soit $\geq 5\%$ hors la zone de striction. Il y a lieu d'éviter les barres lisses. [9]

Les armatures pour le béton armé se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans notre projet on opte pour des armatures à haute adhérence (HA) : FeE500.

A-Contrainte limite de l'acier

1. Etat Limite Ultime « E.L.U »

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

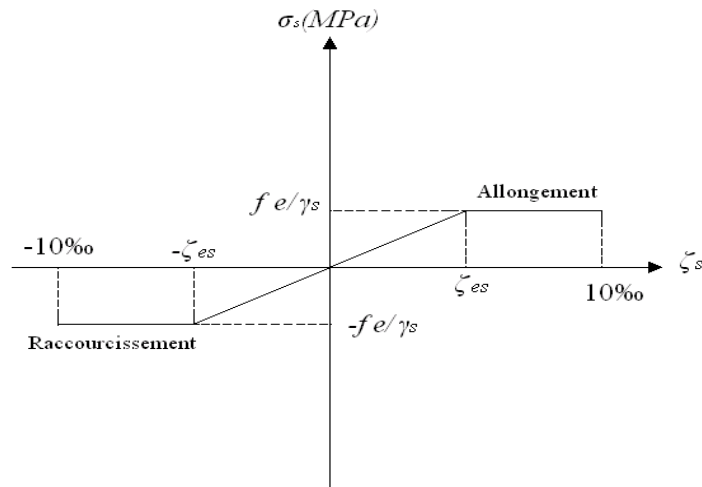


Figure I-4 **Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.**

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ cas d'actions accidentelles.} \end{array} \right.$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

2. Etat limite de service « E.L.S »

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

B- Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s=2,1 \cdot 10^5$ MPa

6.3. Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\sigma_s}$ est égale à

$$\text{Haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience; il sera fait selon le **CBA** et le **RPA 99/ version 2003**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
 - Plancher à corps creux en partie courante;
 - Dalle pleine pour les sous sol, les balcons et certaine partie des planchers.

2.1. Plancher A Corps Creux :

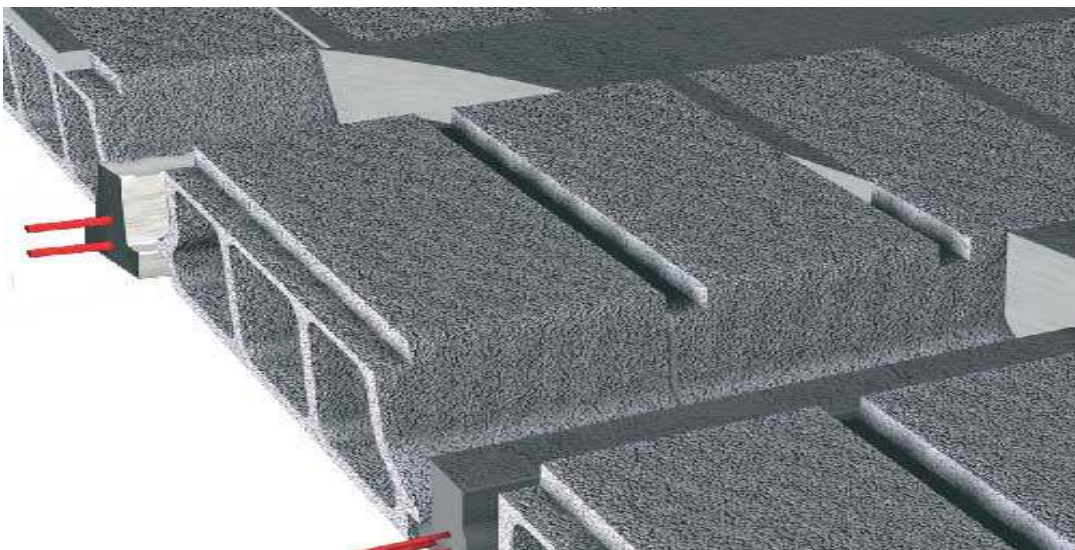


Figure. II.1. : **Plancher à corps creux**

Condition de déformation :

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale est de $L_{max} = 585$ cm. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante:

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots[4]$$

Donc :

$$\frac{585}{25} \leq e \leq \frac{585}{20}$$

D'où $23,4\text{cm} \leq e \leq 29,25\text{ cm}$

L'épaisseur de dalle est plutôt grande Alor on va crée une poutre de chaînage donc L_{max} va diminuer $L'_{max} = 575$ Cm.

Donc :

$$\frac{575}{25} \leq e \leq \frac{575}{20}$$

D'où $23,01\text{cm} \leq e \leq 28,75\text{ cm}$

L'épaisseur de dalle est plutôt grande Alor on va crée une poutre de chaînage donc L_{max} va diminuer $L'_{max} = 400$ Cm.

Donc :

$$\frac{400}{25} \leq e \leq \frac{400}{20}$$

D'où $16,00\text{ cm} \leq e \leq 20\text{ cm}$

Choix final : **On va choisir $e=20$ cm**

a. Résistance à la flexion :

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

Dans notre cas, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 575 cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{575}{50} \leq e \leq \frac{575}{40}$ $11,5\text{ cm} \leq e \leq 14,37\text{ cm}$
Le choix	Donc on choisit « $e = 20\text{cm} \Rightarrow (16+4)$ »

Tableau II.1 : **choix du l'épaisseur de la dalle corps creux**

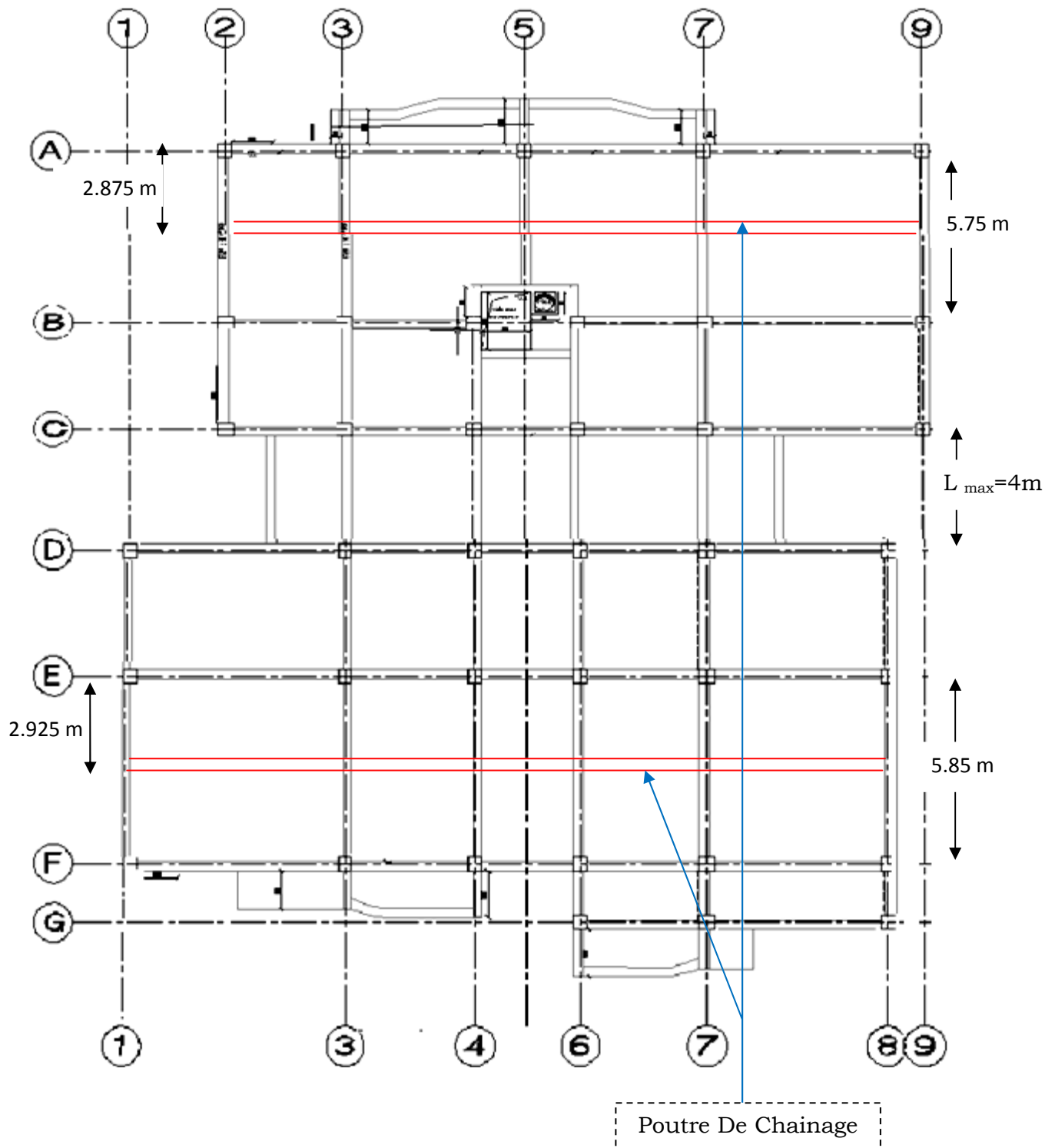


Figure. II.2. : **Vue en plan (poutre de chainage)**

2.2. Plancher à dalle pleine :

➤ Condition de résistance au feu :

- e=7 cm Pour une heure de coupe feu,
- e=11 cm Pour deux heures de coupe feu,
- e=17,5 cm Pour quatre heures de coupe feu.

On opte pour : **e =16 cm.**

➤ Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

➤ Résistance à la flexion :[5]

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis (plancher dalle pleine) :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis a une portée de 670 cm

$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$	$\frac{670}{50} \leq e \leq \frac{670}{40}$ $13,4cm \leq e \leq 16,75cm$
Le choix	Donc on choisit e = 16cm

Tableau II.2 : **choix du l'épaisseur de la dalle pleine**

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux e =20 cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4)
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 16 cm.

3. EVALUATION DES CHARGES :**3.1. Terrasse inaccessible :**

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1. Gravier de protection	0,85
2. Forme de pente 22,00 x 0,10	2,20
3. Etanchéité	0,20
4. Corps creux	2.8
5. Plafond	
Faux plafond en (fibre de verre + plâtre)	0,09
$\Sigma=G$	6.14 KN/m²

Tableau II.3 : **Composition de la Terrasse en corps creux.**Charge d'exploitation 1.00 KN/m²**3.2. Planchers courants (corps creux):**

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1. Dalle de Sol en PVC	0,088
2. Chape qui porte la dalle de sol	0,5
3. Cloison « carreaux de plâtre »	0.54
4. Plafond :	
Faux plafond en fibre de verre + plâtre	0,09
5. Corps creux	2.8
$\Sigma=G$	4.018 KN/m²

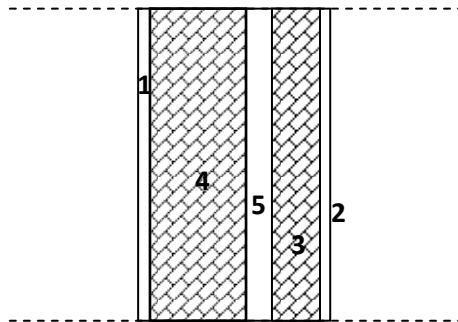
Tableau II.4: **Composition du Plancher courants.**Charge d'exploitation 1.50 KN/m²**3.3. Plancher dalle pleine, (Balcon) :**

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1. Dalle de Sol en PVC	0,088
2. Chape qui porte la dalle de sol	0,5
3. Dalle pleine 1 x 0.16 x 25	4
4. Plafond :	
Enduit de ciment 18,00x0,01	0,18
$\Sigma=G$	4,768 KN/m²

Tableau II.5 : **Composition de Plancher dalle pleine, (Balcon)**Charge exploitation : 3.50 KN/m²

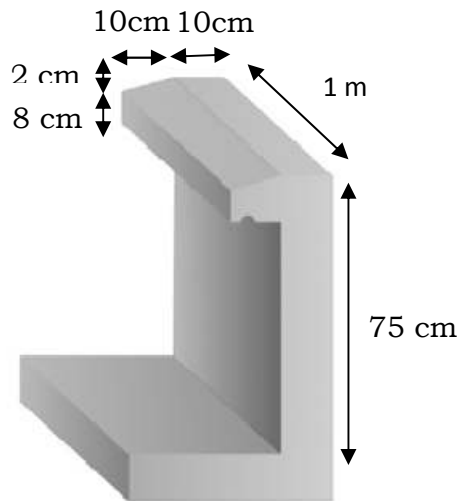
3.4. Plancher S/Sol:

<i>Matière</i>	ρ (kN/m ²)
1. Couche appelée chape	0,56
2. Mortier de ciment	0,40
3. Dalle pleine 1 x 0.16 x 25	4
4. Plafond : Enduit de ciment 18,00x0,01	0,18
$\Sigma=G$	5,14 kN/m²

Tableau II.6 : **Composition de Plancher S/Sol**Charge d'exploitation: (Parking 2.50 kN/m²)**3.5. Mur extérieur :**Figure. II.3. : **Mur extérieur.**

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	ρ (kN/m ³)	ρ (kN/m ²)
1- enduit de ciment	2	18	0.36
2- enduit de plâtre	3	14	0.42
3- brique creuse	10	8,66	0.90
4- brique creuse	15	8,66	1.30
5- vide d'aire	/	/	/
$\Sigma=G$			2,98 kN/m²

Tableau II.7 : **Composition de Mur extérieur**

3.6. L'acrotère :Figure .II.4 : **L'acrotère.**

$$G_1 (\text{poids propre}) = 25 \times [(0.1 \times 0.75) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02 / 2)] = 2.1 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 (\text{Le poids de revêtement}) = 2 \times 0.2 \times 0.75 \times 14 = 0.42 \text{ kN / ml}$$

$$\mathbf{G = G_1 + G_2 = 2.52 \text{ KN/ml}}$$

4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par BAEL 91(modifié 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003 et aussi les règles de RDM pour vérifier la rigidité.

A. Selon les règles BAEL 91

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [4]
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$ [6]

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

B. Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

1. Poutre Porteuse :**1.1. Selon les règles BAEL 91**

On a : $L = 670\text{cm}$

$$1) \frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10}$$

D'où : $44,66 \leq h \leq 67$ on prend **$h = 65\text{ cm}$**

$$2) 0,3 * 65 \leq b \leq 0,7 * 65$$

D'où : $19,5 \leq b \leq 45,5$ on prend **$b = 30\text{cm}$**

1.2. Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

- $h = 65\text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 2,16 \leq 4$

\Rightarrow **Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées**

2. Poutre non Porteuse**2.1. Selon les règles BAEL 91**

$$\text{Donc : } \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

D'où : $40 \leq h \leq 60\text{ cm}$ \Rightarrow on choisit $h = 55\text{cm}$

$$\text{Et : } 0,3 * 55 \leq b \leq 0,7 * 55$$

D'où : $16,5\text{cm} \leq b \leq 38,5\text{cm}$

\Rightarrow On choisit $b = 30\text{cm}$

3. Poutre de chaînage :**3.1. Selon les règles BAEL 91**

On a : $L = 670\text{cm}$

$$3) \frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10}$$

D'où : $44,66 \leq h \leq 67$ on prend **$h = 65\text{ cm}$**

$$4) 0,3 * 65 \leq b \leq 0,7 * 65$$

D'où : $19,5 \leq b \leq 45,5$ on prend **$b = 30\text{cm}$**

3.2. Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone III

- $h = 65\text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 2,16 \leq 4$

⇒ **Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées**

Conclusion :

- Pour le sens porteur on prend : **$b \times h = 30*65(\text{cm}^2)$** .
- Pour le sens non porteur on prend : **$b \times h = 30*55 (\text{cm}^2)$** .
- Pour la poutre de chaînage on prend **$b \times h = 30*65(\text{cm}^2)$** .

5. PREDIMENSIONNEMENT 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.

❖ 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 :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : 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.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_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 [$Br = (a-0,02)(b-0,02)$] m².

❖ 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 :[1]

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

❖ 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 :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

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 $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

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

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

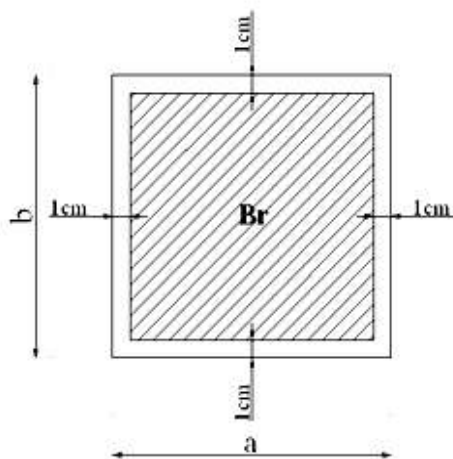


Figure .II.5 : **Section Réduite du Poteau Carré.**

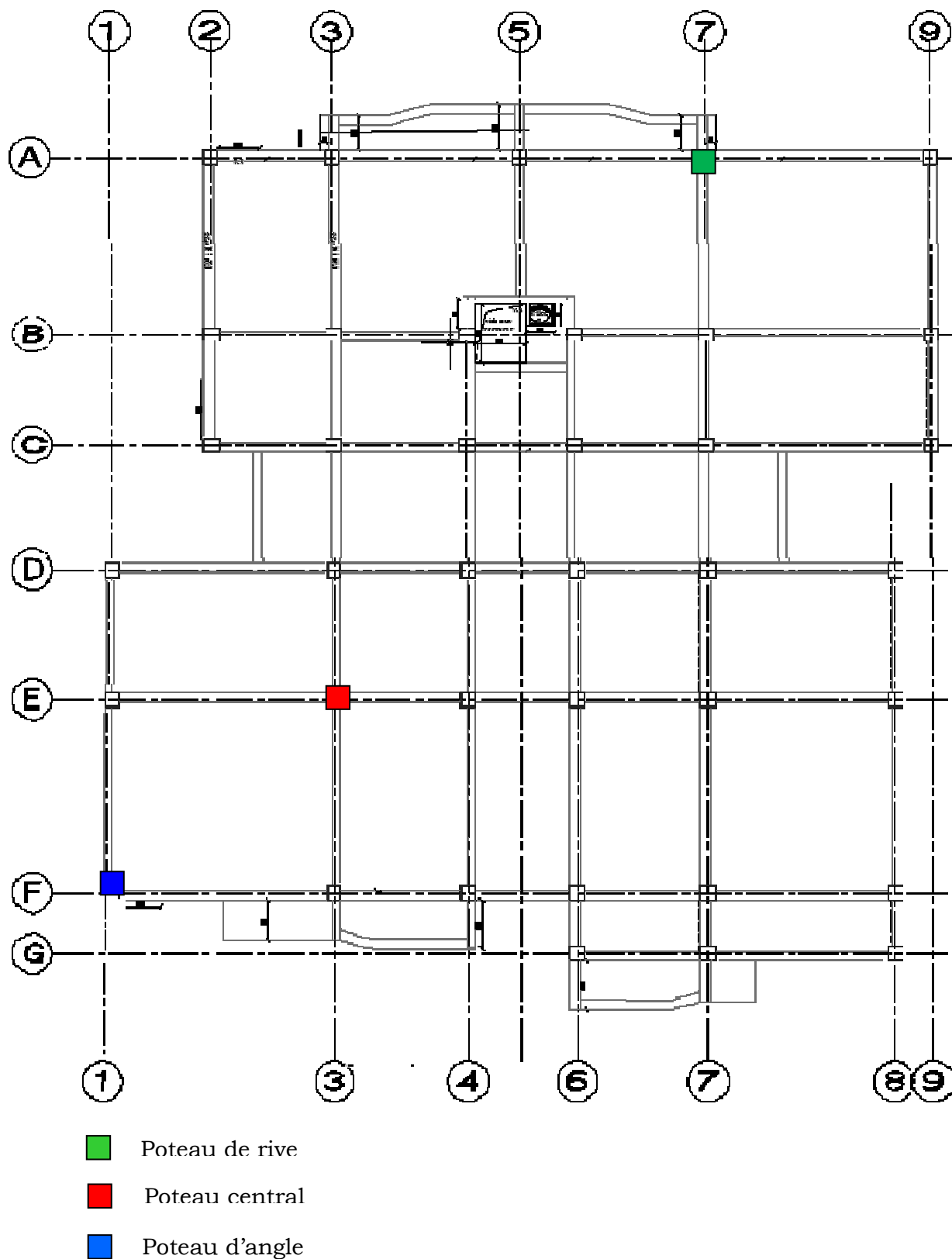


Figure .II.6 : Vue en plan « Types de Poteaux »

Type de poteau	Niveaux	Surface (m²)
Poteau de rive (axe A7)	2^{eme} SS – 1^{er} SS	20.05
	RDC – 3^{eme}	20.93
	4^{eme} – 8^{eme}	21.15
Poteau central (axe E3)	2^{eme} SS – 3^{eme}	27.59
	4^{eme} – 8^{eme}	28,39
Poteau d'angle (axe F1)	2^{eme} SS – 3^{eme}	11,25
	4^{eme} – 8^{eme}	12,09

Tableau II-8 : Surface reprise par Chaque Poteau.

5.4. Evaluation de l'effort normal ultime :

5.4.1. Loi de dégression :^[4]

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.

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

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q₀ : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.
- Q₁, Q₂, ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
8	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
7	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
6	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
5	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
4	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
3	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
2	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,5
1	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,28
RDC	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10,05
1^{er} Sous Sol	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	11.40
2^{ème} Sous Sol	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	12.84

Tableau. II.9 : Loi de dégression.

5.4.2. Calcul de la décente de charge :**a. Poteau central (Axe E3):****❖ Sous terrasse: (S= 28.39)****- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher 28,39 x6.14 = 174.31 KN

- Poids de la poutre porteuse0.65x0.30x25x5.65 = 27.54 KN

- Poids de la poutre non porteuse.....0.55x0.30x25x5.025 = 20.72 KN

$$\mathbf{G_{terrasse} = 222.57 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 222.57 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Surcharge d'exploitation (Q) = 28,39 \times 1 = 28.39 \text{ KN}}$$

❖ Sous 8^{eme} étage jusqu'à sous 4^{eme} étage : (S= 28.39)**- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher 28,39x 4.018 = 114.07 KN

- Poids de la poutre porteuse 0.65x0.30x25x5.65 = 27.54 KN

- Poids de la poutre non porteuse0.55x0.30x25x5.025 = 20.72 KN

- Poids du poteau = (3,4-0,20)x(0,30)² x25 =7,087 kN

$$\mathbf{G_{niv 8} = G = 169.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 391.98 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 7} = 169.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 561.39 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 6} = 169.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 730.8 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 5} = 169.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 900.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 4} = 169.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 1069.62 \text{ KN}}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous niv 8}} = 28.39 \times 2.5 = 70.97 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 7}} = 28.39 \times 3.85 = 109.30 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 6}} = 28.39 \times 5.05 = 143.36 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 5}} = 28.39 \times 6.1 = 173.17 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 4}} = 28.39 \times 7 = 198.73 \text{ KN}$$

❖ Sous 3^{ème} étage jusqu'à sous le RDC: (S= 27,59)

- Charge permanente(G) :

$$\text{- Poids du plancher} \dots\dots\dots 27,59 \times 4.018 = 110.85 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids de la poutre porteuse} \dots\dots\dots 0.65 \times 0.30 \times 25 \times 5.65 = 27.54 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids de la poutre non porteuse} \dots\dots\dots 0.55 \times 0.30 \times 25 \times 5.025 = 20.72 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids du poteau} \dots\dots\dots (3,4-0,20) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,087 \text{ kN}$$

$$\underline{G_{\text{niv 3}} = 166.19 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{cum}} = 1235.81 \text{ KN}$$

$$\dots\dots\dots G_{\text{niv 2}} = 166.19 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1402 \text{ KN}$$

$$\dots\dots\dots G_{\text{niv 1}} = 166.19 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1568.19 \text{ KN}$$

$$\dots\dots\dots G_{\text{niv RDC}} = 166.19 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1734.38 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous niv 3}} = 27.59 \times 7.75 = 213.82 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 2}} = 27.59 \times 8.5 = 234.51 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 1}} = 27.59 \times 9.28 = 256.03 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv RDC}} = 27.59 \times 10.05 = 277.27 \text{ KN}$$

❖ **Sous 1^{er} S Sol: (S= 27,59)****- charge permanente(G) :**

- Plancher S.Sol :..... $27,59 \times 5,14 = 141.81 \text{ KN}$

- Poids de la poutre principale..... $0.65 \times 0.30 \times 25 \times 5.65 = 27.54 \text{ KN}$

- Poids de la poutre secondaire..... $0.55 \times 0.30 \times 25 \times 5.025 = 20.72 \text{ KN}$

- Poids du poteau $(3,4-0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,087 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{\text{niv 1S.So}} = 197.15 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{\text{cum}} = 1931,53 \text{ KN}}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$\mathbf{Q_{\text{sous 1S.sol}} 27.59 \times 11.4 = 314.52 \text{ KN}}$$

- Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Sous Niv	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm²)	$a=b$ (cm)	Le choix (cm) axa	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
T	236.76	28.39	343.05	223.67	14.95	35X35	250.96	1.78	✓ oK
P8	404.17	70.97	635.628	414.42	20.3	35X35	462.95	3.28	✓ oK
P7	573.58	109.30	921.8265	601.03	24.51	35X35	670.69	4.76	✓ oK
P6	743	143.36	1201.62	783.45	27.99	40X40	874.16	4.75	✓ oK
P5	912.4	173.17	1475.03	961.72	31.01	40X40	1073.38	5.83	✓ Ok
P4	1081.81	198.73	1742.08	1135.83	33.70	40X40	1268.35	6.89	✓ oK
P3	1248	213.82	1989.07	1296.87	36.01	45X45	1449.63	6.22	✓ oK
P2	1414.19	234.51	2244.46	1463.39	38.25	45X45	1636.51	7.02	✓ oK
P1	1580.38	256.03	2501.10	1630.71	40.38	45X45	1824.22	7.83	✓ oK
RDC	1746,57	277.27	2757.318	1797.77	42.40	50X50	2023.84	7.039	✓ oK
1^{er}S.SOL	1943,72	314.52	3079.34	2007.73	44.80	50X50	2258.24	7.854	✓ oK

Tableau II-10 : Choix Final des Poteaux Central.

b. Poteau de rive (Axe a7):**❖ Sous terrasse: (S= 21,15)****- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher $21.15 \times 6.14 = 140.43 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $0.65 \times 0.30 \times 25 \times 6.47 = 31.54 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $0.55 \times 0.30 \times 25 \times 2.65 = 10.93 \text{ KN}$
- poids de l'acrotère $2,6 \times 6.47 = 16.82 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_{terrasse} = 189.15 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 189.15 \text{ KN}}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$\mathbf{Q = 21.15 \times 1 = 21.15 \text{ KN}}$$

❖ Sous 8^{eme} étage jusqu'4^{eme} étage : (S= 21,15)**- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher $21.15 \times 4.018 = 84.98 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $0.65 \times 0. = 31.54 \text{ KN}$
- Poids de poutre non porteuse..... $0.55 \times 0.30 \times 25 \times 230 \times 25 \times 6.47 = 10.93 \text{ KN}$
- Poids du poteau $(3,4 - 0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,087 \text{ kN}$
- mur extérieur $2.98 \times 6.47 \times (3.4 - 0.25) = 60.73 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{niv 8} = G = 195.26 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 384.41 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 7} = 195.26 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 579.67 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 6} = 195.26 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 774.93 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{niv 5}} = 195.26 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 970.19 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 4}} = 195.26 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1165.45 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous niv 8}} = 21.15 \times 2.5 = 52.87 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 7}} = 21.15 \times 3.85 = 81.42 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 6}} = 21.15 \times 5.05 = 106.80 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv}} = 21.15 \times 6.1 = 129.01 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 4}} = 21.15 \times 7 = 148.05 \text{ KN}$$

❖ Sous 3^{eme} étage jusqu RDC: (S= 20,93)

- Poids du plancher 20.93 x 4.018 = 84.09 KN

- Poids de la poutre porteuse 0.65x0. = 31.54 KN

- Poids de poutre non porteuse..... 0.55x0.30x25x230x25x6.47 = 10.93 KN

- Poids du poteau (3,4-0,25)x(0,30)² x25 = 7,087 kN

- mur extérieur 2.98 x 6.47 x (3.4 - 0.25) = 60.73 kN

$$G_{\text{niv 3}} = 194.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1359.83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 2}} = 194.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1554.21 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 1}} = 194.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1748.59 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv RDC}} = 194.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1942, 97 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous niv 3}} = 20.93 \times 7.75 = 162.20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 2}} = 20.93 \times 8.5 = 177.9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 1}} = 20.93 \times 9.28 = 194.23 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv RDC}} = 20.93 \times 10.05 = 210.34 \text{ KN}$$

❖ Sous 1^{er} S Sol: (S= 20,05)

- charge permanente(G) :

Dalle pleine :..... 20,05 x 5.14 = 103.05 KN

Poids de la poutre principal0.65x0.30x25x6.47 = 31.54 KN

Poids de la poutre secondaire0.55x0.30x25x2.65 = 10.93 KN

Poids du poteau ,.....(3,4-0,25)x(0,30)² x25 = 7,087 kN

$$G_{\text{niv 1S.Sol}} = 152.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 2095.57 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous 1S.sol}} = 20.05 \times 11.4 = 228.57 \text{ KN}$$

• Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant:

Sous Niv	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm²)	$a=b$ (cm)	Le choix (cm) axa	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
T	199.72	21.15	287.07	187.174	13.68	35X35	210.3	1.492	✓ oK
P8	394.98	52,87	598.25	390.06	19.75	35X35	437.28	3.10	✓ oK
P7	590.24	81.42	904.68	589.85	24.28	35X35	661.09	4.69	✓ oK
P6	785.5	106.80	1206.35	786.543	28.04	40X40	881.73	4.79	✓ oK
P5	980.76	129.01	1503.271 5	980.1330 18	31.307 0762	40X40	1099.2	5.97	✓ Ok
P4	1176.02	148.05	1795.43	1170.62	34.21	40X40	1313.5	7.13	✓ oK
P3	1370.4	162.20	2079.07	1355.55	36.81	45X45	1522.03	6.53	✓ oK
P2	1564.78	177.9	2365.03	1542.00	39.26	45X45	1732.11	7.437	✓ oK
P1	1759.16	194.23	2651.94	1729.06	41.58	45X45	1942.82	8.34	✓ oK
RDC	1953.54	210.34	2938.51	1915.91	43.77	50X50	2163.88	7.526	✓ oK
1^{er} S.SOL	2056.14	228.57	3171.87	2068.06	45.47	50X50	2284.71	7.946	✓ oK

Tableau II-11 : **Choix Final des Poteaux de Rives.**

c. Poteau d'angle (F1):**❖ Sous terrasse: (S= 12,09)****- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher 12.09 x6.14 = 80.27 KN
- Poids de la poutre porteuse0.65x0.30x25x 3.15 = 15.35 KN
- Poids de la poutre non porteuse0.55x0.30x25x2.7 = 11.13 KN
- poids de l'acrotère2,6 x 5.85 =16.82 KN

$$\mathbf{G_{terrasse} = 117.53 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 117.53 \text{ KN}}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$\mathbf{Q = 12.09 \times 1 = 12.09 \text{ KN}}$$

❖ Sous 8^{eme} étage jusqu'à 4^{eme} étage: (S= 20,09)**- Charge permanente(G) :**

- Poids du plancher 12.09 x 4.018 = 48.57 KN
- Poids de la poutre porteuse0.65x0.30x25x 3.15 = 15.35 KN
- Poids de la poutre non porteuse0.55x0.30x25x2.7 = 11.13 KN
- Poids du poteau = (3,4-0,25)x(0,30)² x25 =7,087 kN
- mur extérieur 2.98 x 5.85 x (3.4 – 0.25) = 54.91 kN

$$\mathbf{G_{niv 8} = G = 137.04 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 254.57 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 7} = 137.04 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 391.61 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{niv 6} = 137.04 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 528.65 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{niv 5}} = 137.04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 665.69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 4}} = 137.04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 802.73 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous niv 8}} = 12.09 \times 2.5 = 30.22 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 7}} = 12.09 \times 3.85 = 46.54 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 6}} = 12.09 \times 5.05 = 61.05 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 5}} = 12.09 \times 6.1 = 73.74 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{sous niv 4}} = 12.09 \times 7 = 84.63 \text{ KN}$$

❖ Sous 3^{eme} étage jusqu'à RDC: (S= 12,25)

- Charge permanente(G) :

- Poids du plancher 11.25 x 4.018 = 45.20 KN

- Poids de la poutre porteuse0.65x0.30x25x 3.15 = 15.35 KN

- Poids de la poutre non porteuse0.55x0.30x25x2.7 = 11.13 KN

- Poids du poteau = (3,4-0,25)x(0,30)² x25 =7,087 kN

- mur extérieur 2.98 x 5.85 x (3.4 - 0.25) = 54.91 kN

$$G_{\text{niv 3}} = 133.69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 936.42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 2}} = 133.69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1070.11 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv 1}} = 133.69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1203.8 \text{ KN}$$

$$G_{\text{niv RDC}} = 133.69 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1327,49 \text{ KN}$$

- surcharge d'exploitation (Q) :

$Q_{\text{sous niv 3}}$	$11.25 \times 7.75 = 87.18 \text{ KN}$
$Q_{\text{sous niv 2}}$	$11.25 \times 8.5 = 95.62 \text{ KN}$
$Q_{\text{sous niv 1}}$	$11.25 \times 9.28 = 104.4 \text{ KN}$
$Q_{\text{sous niv RDC}}$	$11.25 \times 10.05 = 113.06 \text{ KN}$

❖ Sous 1 S Sol: (S= 12,25)

- charge permanente(G) :

- Dalle pleine :..... $11.25 \times 5,14 = 57.82 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $0.65 \times 0.30 \times 25 \times 3.15 = 15.35 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $0.55 \times 0.30 \times 25 \times 2.7 = 11.13 \text{ KN}$
- Poids du poteau $(3,4 - 0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,087 \text{ kN}$
- mur extérieur..... $2.98 \times 5.85 \times (3.4 - 0.25) = 54.91 \text{ kN}$

$$G_{\text{niv 1S.Sol}} = 146.29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1473.78 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous 1S.sol}} = 11.25 \times 11.4 = 128.25 \text{ KN}$$

❖ Sous 2 S Sol: (S= 12,25)

- charge permanente(G) :

- Dalle pleine :..... $11.25 \times 5,14 = 57.82 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $0.65 \times 0.30 \times 25 \times 3.15 = 15.35 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $0.55 \times 0.30 \times 25 \times 2.7 = 11.13 \text{ KN}$
- Poids du poteau $(3,4 - 0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 7,087 \text{ kN}$
- mur extérieur..... $2.98 \times 5.85 \times (3.4 - 0.25) = 54.91 \text{ kN}$

$$G_{\text{niv 2 S.Sol}} = 146.29 \text{ KN}$$

$$G_{\text{cum}} = 1620,07 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation (Q) :

$$Q_{\text{sous 2S.sol}} = 11.25 \times 12.84 = 144.45 \text{ KN}$$

• Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant :

Sou s Niv	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm²)	$a=b$ (cm)	Le choix (cm) axa	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs
T	123.57	12.09	176.80	115.27	10.73	30X30	129.62	0.920	✓ oK
P8	260.61	30.22	388.99	253.62	15.92	30X30	284.79	2.021	✓ oK
P7	397.65	46.54	598.48	390.21	19.75	30X30	438.15	3.110	✓ oK
P6	534.69	61.05	805.25	525.024	22.91	35X35	589.7	3.204	✓ oK
P5	671.73	73.74	1009.29	658.058	25.65	35X35	739.43	4.018	✓ Ok
P4	808.77	84.63	1210.63	789.331	28.09	35X35	887.36	4.82	✓ oK
P3	945.81	87.18	1394.93	909.498	30.15	40X40	1032.99	5.6140	✓ oK
P2	1079.5	95.62	1588.07	1035.42	32.17	40X40	1175.12	6.3865	✓ oK
P1	1213.19	104.4	1781.73	1161.68	34.08	40X40	1317.59	7.16081	✓ oK
RDC	1346,88	113.06	1961.70	1279.02	35.76	45X45	1459.94	6.269	✓ oK
1^{er} S.SOL	1493.17	144.45	2206.27	1438.49	37.92	45X45	1637.62	7.032	✓ oK

Tableau. II.12 : **Choix Final des Poteaux d'angle.**

REMARQUE :[2]

« 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 :

Sous Niveau	Sections carrées (axb)cm²
Terrasse	35X35
8^{ème}	35X35
7^{ème}	35X35
6^{ème}	40X40
5^{ème}	40X40
4^{ème}	40X40
3^{ème}	45X45
2^{ème}	45X45
1^{er}	45X45
RDC	55X55
1^{er} S.Sol	55X55

Tableau. II.13 : **Choix Final des Poteaux.**

6. LES VOILES

6.1. Introduction

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

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

Avec :

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage.

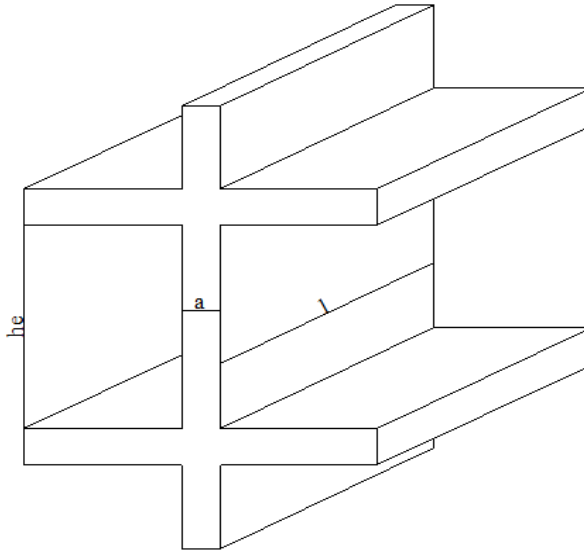


Figure .II.7 : **Schéma du voile.**

D'après le "RPA 99 version 2003" [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a:

$$h_e = 3.40 - 0,55 = 2.85m \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 14.25cm$$

On prend : $a = 15 cm$

D'après le "RPA 99 version 2003" [2] : $a_{min} = 15cm$

On prend : $a = 15 cm$

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES :

1. INTRODUCTION :

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "**BAEL 91 modifié 99**" en respectant le règlement parasismique Algérien "**RPA 99 version 2003**".

2. L'ACROTÈRE :

2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m de longueur

2.2. Calcul Des Charges Sollicitant L'acrotère :

a . Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation

La surface de l'acrotère : $S = 0,1 \times 0,75 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02 / 2 = 0,084 \text{ m}^2$

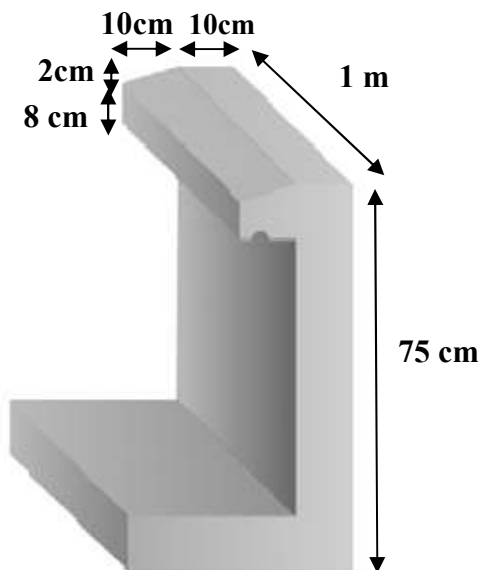


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère

a.1. Charge permanente(G):

-Poids propre de l'acrotère : $25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/ml}$
 -Revêtement : $14 \times 2 \times 0,02 \times 0,75 = 0,42 \text{ kN/m}$
G = 2,52 kN/ml

a.2. Charge d'exploitation:

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

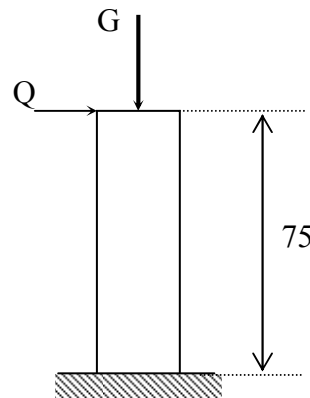


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

➤ **L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)**

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ Avec : [2]

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,52 \text{ kN}$.

$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,52 = 2,016 \text{ kN}$.

$Q_h = \max(1,5Q ; F_p) = 2,016$

2.3. Calcul Des Efforts

Pour une bande de 1 m de largeur :

E.L.U :

$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 2,52 = 3,402 \text{ kN}$

$M_U = 1,5 Q_h = 1,5 \times 2,016 = 3,024 \text{ kN.m}$

$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 2,016 = 3,024 \text{ kN}$

• Calcul Des Efforts A L' ELS

$N_S = G = 2,52 \text{ kN}$

$M_S = Q_h = 2,016$

$T_S = F_p = 2,016 \text{ kN}$

2.3 Ferrailage De La Section De L'acrotère

L'acrotère est sollicitée en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

données :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, M_u = 3,024 \text{ kNm}, N_u = 3,402 \text{ kN}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa},$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3,024}{3,402} = 0,88 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a } e_0 = 88 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 3,109 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,027$$

D'après l'organigramme: $M = M_F = 3,109 \text{ kNm}$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0342$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,87 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,027 \leq 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = 100,72 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \quad \text{et} \quad A_2 = A_s - \frac{N}{\sigma_s} = 100,72 - \frac{3.402 \cdot 10^3}{348} = 90,95 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \quad \text{et} \quad A_2 = 90,95 \text{ mm}^2$$

➤ Condition De Non Fragilité

$$A_{s \min} \geq 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1 / 400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A_{\min}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 4T6 avec $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armature De Repartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow A_r > 0,352 \text{ cm}^2$$

On choisi $4T6=1,13\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{75-5}{3} = \frac{70}{3} = 23\text{cm}$

2.4 Verification A L'ELS

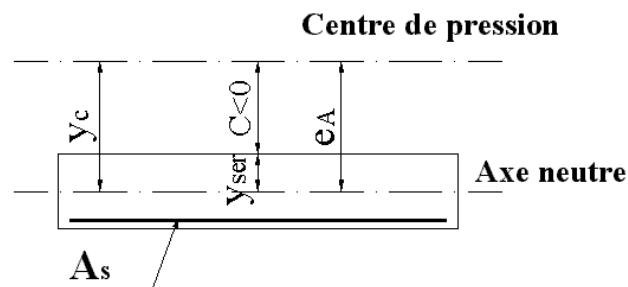


Figure III.3 : **distance de l'axe neutre**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS .voir Annexe)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,75}{2,52} = 0,297 \text{ m} \text{ on prend } e_0 = 29,7 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 29,7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SPC}$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $C=d-e_A$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 33,7 \text{ cm} \Rightarrow C = -24,7 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le «BAEL 91 modifié 99» [1], On résous l'équation du troisième degré :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre. Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -1823,65 \\ \text{et} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 28231,03 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -10,15 \cdot 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,94 \Rightarrow \varphi = 160,05^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 49,31$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -48,97 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 29,43 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 19,54 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 29,43 \text{ cm}$

Car : $y_{ser} > 0$ et $y_{ser} = (y_c + c) < d$

D'où $y_{ser} = 29,43 - 24,7 = 4,73 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 4,73 \text{ cm} \\ y_c = 29,43 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 3836,50 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

2.5. Vérification Des Contraintes

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,52 \cdot 10^3 \times 29,43 \cdot 10}{3836,50 \cdot 10^4} \right) \times 47,3 = 9,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 12,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 8,708 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

1.6. Vérification De L'effort Tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,024 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0336\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

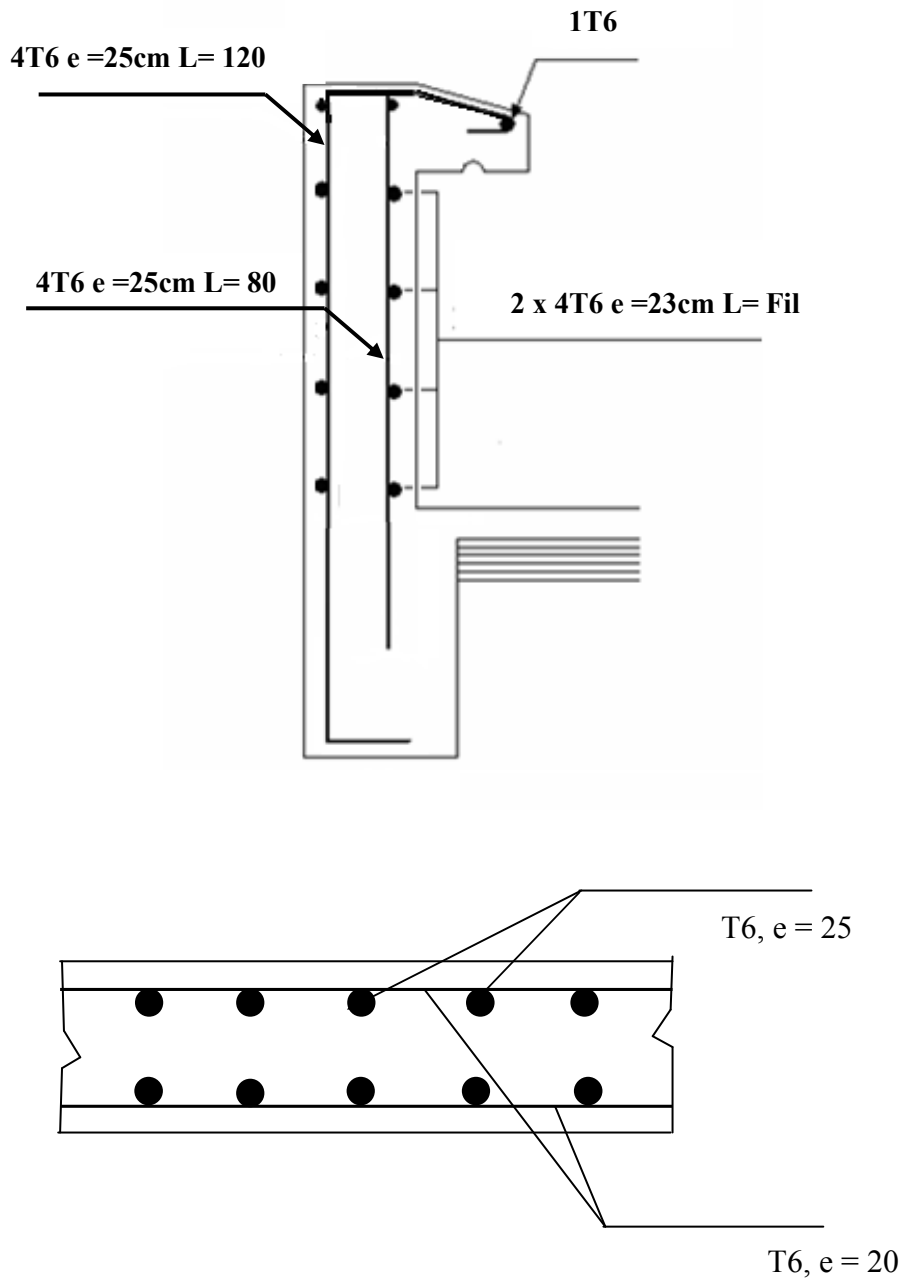


Figure III.4 : **Ferrailage de l'acrotère**

3. ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX:

3.1. 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 $(20 \times 16 \times 60)$ cm³, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur. Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle;
- La table de compression.

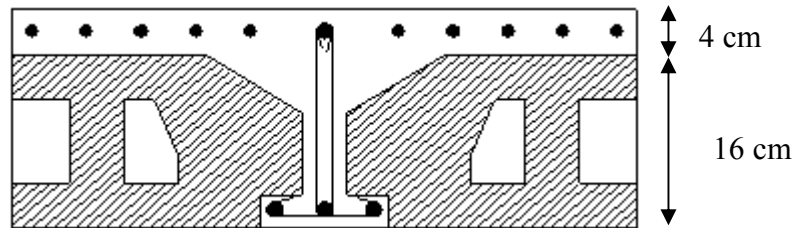


Figure .III.5 : **Coupe du plancher en corps creux**

3.2. 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: $L_{max} = 4$ m) et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

Pour notre ouvrage on a quatre (04) types de poutrelle:

- Poutrelle à 02 travées
- Poutrelle à 03 travées
- Poutrelle à 07 travées
- Poutrelle à 08 travées

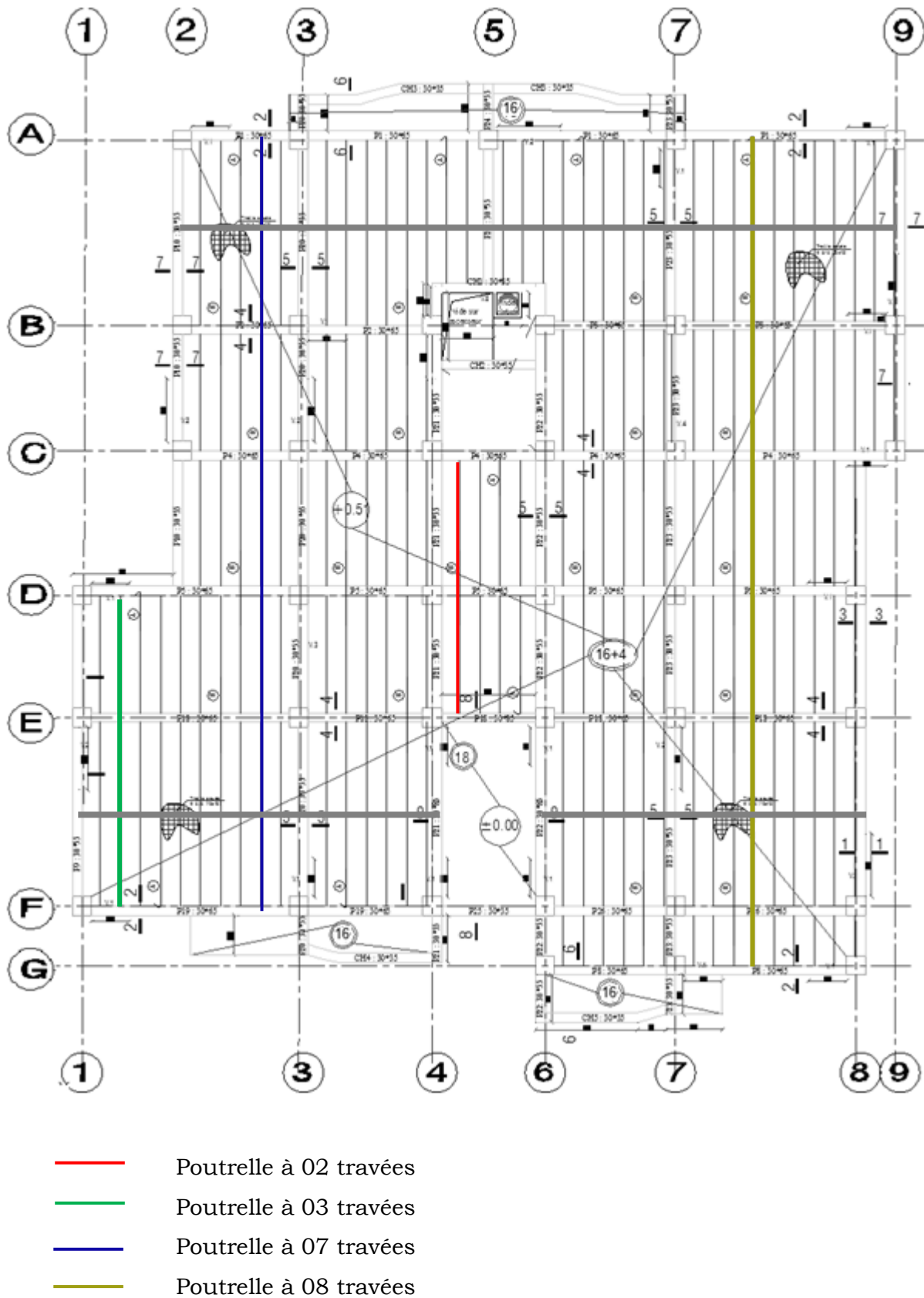


Figure .III.6 : Les types des poutrelles

3.2.1. 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

$c = (b-b_0) / 2 = 26,5$ cm

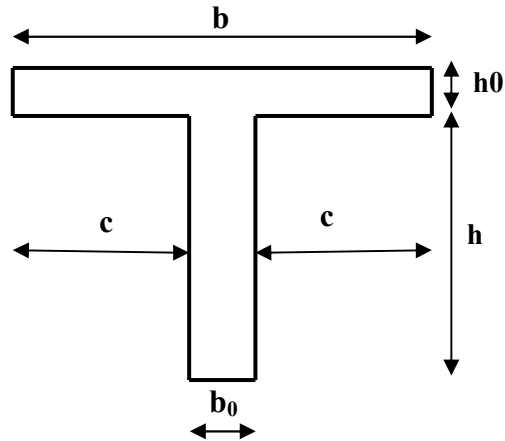


Figure.III.7 : **Dimensions De La Poutrelle.**

3.3. Calcul 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

a) 1^{ère} 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 $Q=1\text{KN}/\text{m}^2$.

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. 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 :**

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

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

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

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

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 :

- $l_w = l$pour une travée de rive
- $l_e = 0,8l$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.

b. Méthode des éléments finis « Sap2000 »

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

2.2.3. Etapes de calcul des poutrelles :

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

- Poutrelle de travée $L=4\text{ m}$
- 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 $Q=1\text{ kN/m}^2$.

❖ Evaluation des charges et surcharges :**• Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,12\text{ kN/ml}$

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

$$\mathbf{G=1,82\text{ kN/ml}}$$

• Charges d'exploitation :

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

❖ Combinaison des charges :

$$\mathbf{\underline{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.43\text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{\underline{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2.47\text{ kN/ml}}$$

❖ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.43 \times (4)^2}{8} = 6.86\text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.47 \times (4)^2}{8} = 4.94\text{ kNm}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U $M_u=6.86 \text{ kNm}$; $b=12\text{cm}$; $d=4.5\text{cm}$;
 $\sigma_{bc}=14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2.16 > \mu_R \quad \text{Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu > 1$$

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.III.8: **Les étaielements**

* **2^{ème} 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 « Tè »

➤ **Evaluation Des Charges :**❖ **Plancher terrasse :**

- **Charge permanentes :**

$$G=6.14 \times 0,65= 4 \text{ kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

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

❖ **Plancher courant :**

- **Charge permanente :**

$$G=4,018 \times 0,65=2,61 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

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

➤ **Combinaison Des Charges :**

❖ **Plancher terrasse :**

$$\underline{\mathbf{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{6.37 \text{ kN/ml}}$$

$$\underline{\mathbf{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{4.65 \text{ kN/ml}}$$

❖ **Plancher courant**

$$\underline{\mathbf{E.L.U}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{4.97 \text{ kN/ml}}$$

$$\underline{\mathbf{E.L.S}} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{3.58 \text{ kN/ml}}$$

➤ **Conclusion :**

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

❖ **Calcul des efforts internes :**

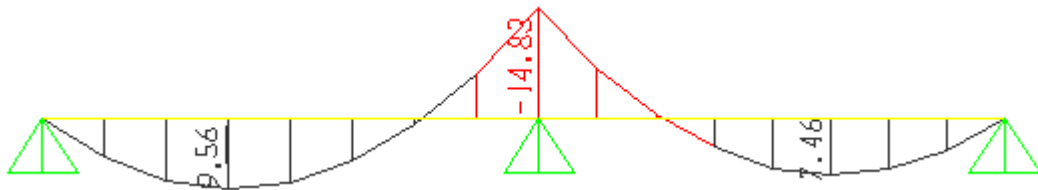
a- Poutrelle à deux travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

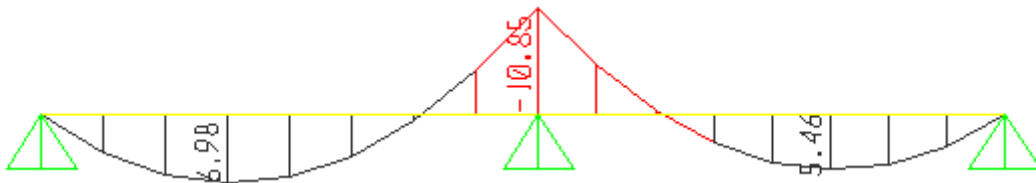
récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.(4m-3.75m)

Diagrammes des Moments :

ELU :

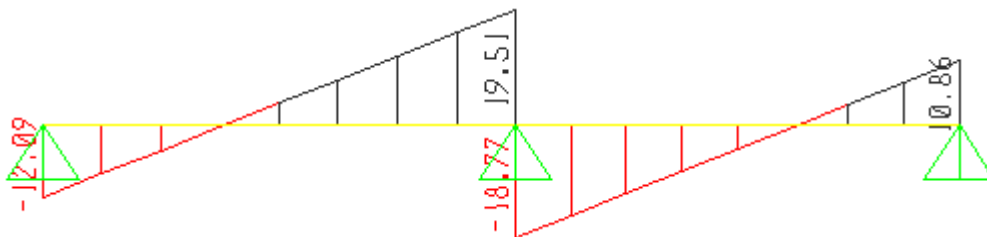


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

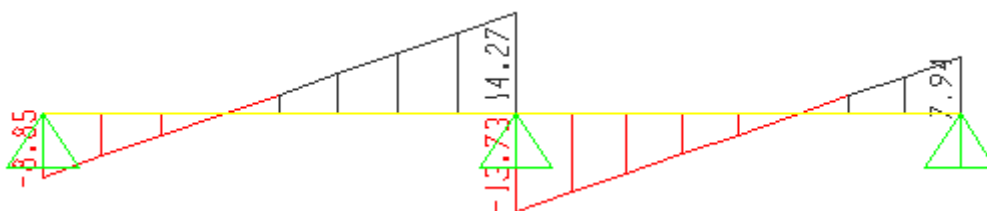


Figure .III.9: **Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à deux (02) travées**

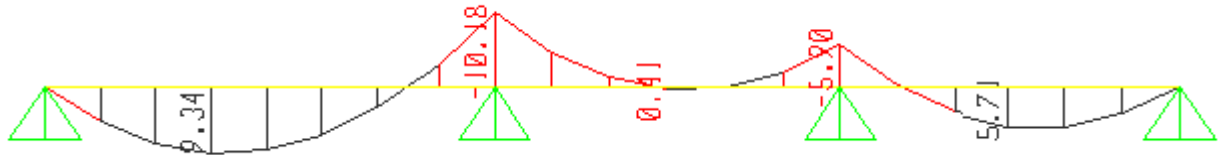
b- Poutrelle à (03) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(3,75m – 2,925m – 2,925m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

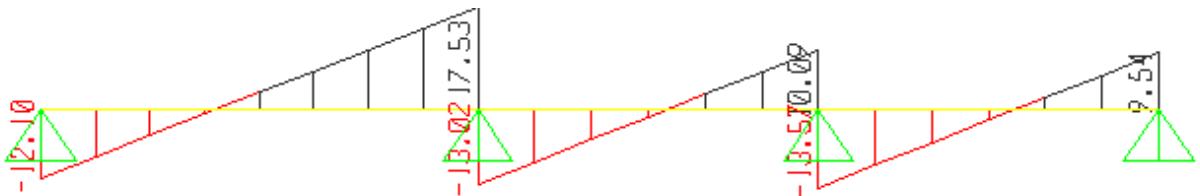


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

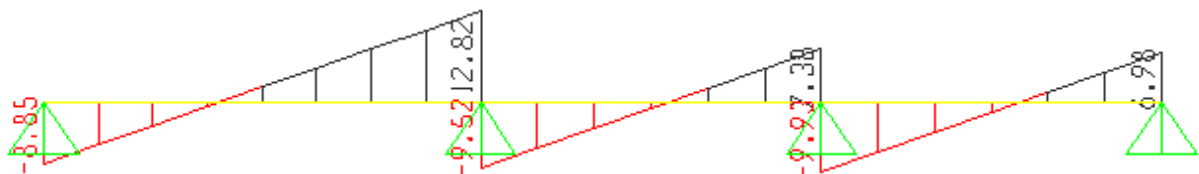


Figure .III.10 : **Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 03 travées**

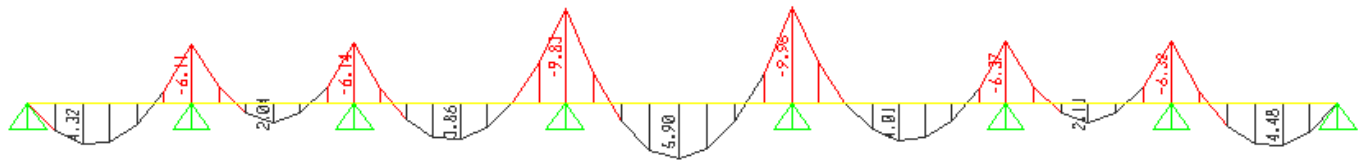
c- Poutrelle à (07) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

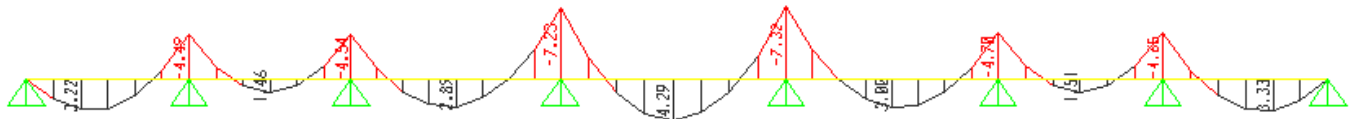
récapitulatif des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.(2,875m – 2,875m – 3,7m – 4,00m – 3,75m – 2,925m – 2,925m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

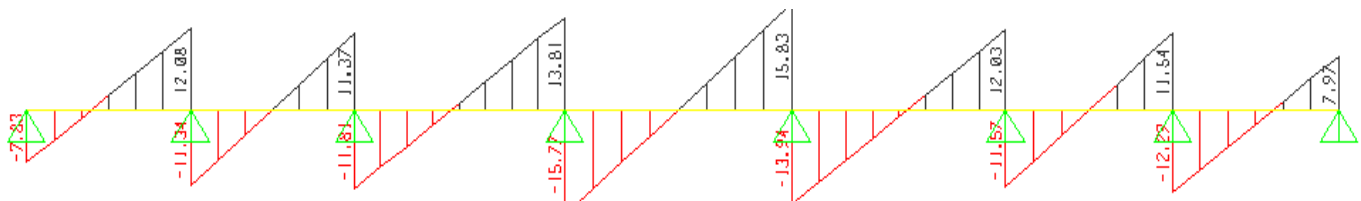


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :

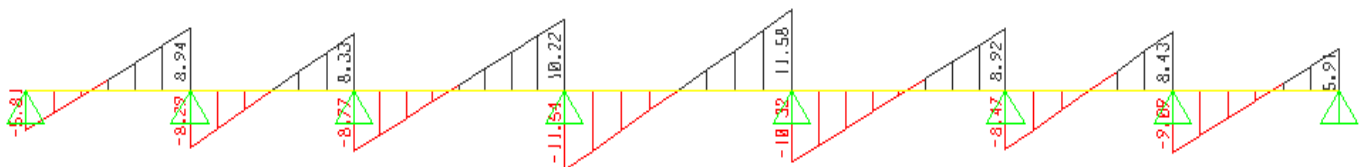


Figure.III.11 : **Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 07 travées.**

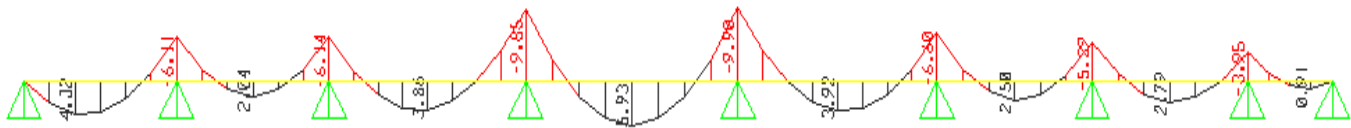
d- Poutrelle à (08) travées :

Méthode : élément finis (SAP200)

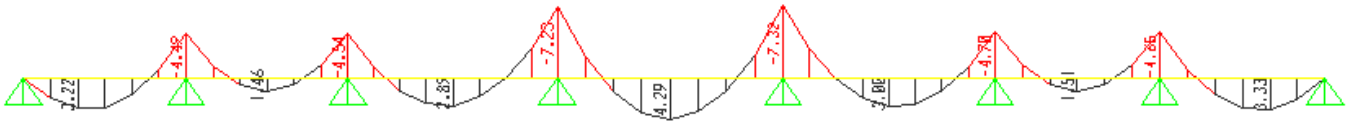
récapitulatif des moments sur appuis et aux travées, Effort tranchant de la poutrelle.(2,875m – 2,875m – 3,7m – 4,00m – 3,75m – 2,925m – 2,925m – 1,6m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

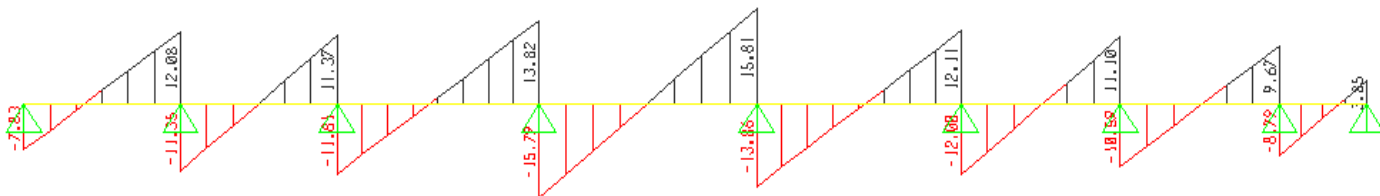


ELS :



Diagrammes des efforts tranchant :

ELU :



ELS :



Figure .III.12 : **Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 08 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 :

E.L.U : $M_{tu}^{max} = 09,56 \text{ kNm}$

$$M_{au}^{max} = 14,83 \text{ kNm}$$

$$T_u^{max} = 19,51 \text{ kN}$$

E.L.S : $M_{tser}^{max} = 6,98 \text{ kNm}$

$$M_{aser}^{max} = 10,85 \text{ kNm}$$

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 :

$M_{tu}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
9,56	0,032	Oui	0	0,0406	17,70	Oui	10‰	348	1,60

Tableau.III.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 ($A_s = 2,355 \text{ cm}^2$)

Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 14,83 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,94 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 x h$) en flexion simple.

$M_{Ua}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
14,83	0,26	Oui	0	0,383	15,23	non	8,53	348	2,79

Tableau.III.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 : $T_u^{\max} = 19,51 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,903 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

Avec : $T_u = 12,10$ kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,10 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,6 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

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

• **Appuis intermédiaires :**- **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,5 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,003 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 3,07 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,06 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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 [1] :

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 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 :

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

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 :

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

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	6,98	2.35	3,95	8354.84	3,3	Vérifiée
Appuis	10,85	3.07	4,39	10362	4,59	Vérifiée

Tableau.III. 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 : **[4]**

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> • $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ • $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ • $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$ | <ul style="list-style-type: none"> • $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625 \dots \dots \dots non\ vérifiée$ • $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0142 > 0,0105 \dots \dots \dots non; vérifiée$ • $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0701 \dots \dots \dots non\ vérifiée$ |
|--|---|

Avec :

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,0\text{cm}$; $L=5,70\text{ m}$; $M_{tser}=14,13\text{ kNm}$; $M_0=20,14\text{ kNm}$; $A_s=3,39\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors:

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

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

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1] :

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

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1] :

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

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :

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

Avec :

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

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

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

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

σ_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 ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6,98	3,07	7.33	0,01 42	126.31	2,8 9	1,15 8	0,39 6	21259. 03	10904, 91	14575,2 7

Tableau.III. 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 :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,31.cm \quad (L = 4.m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,714.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,404.cm < \bar{f} = 0,8.cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 [1] :

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

Selon [2] :

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

Avec :

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

ϕ_t : 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 [1] :

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

- Selon [2] :

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

Choix des armatures :

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

Choix des espacements :

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

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

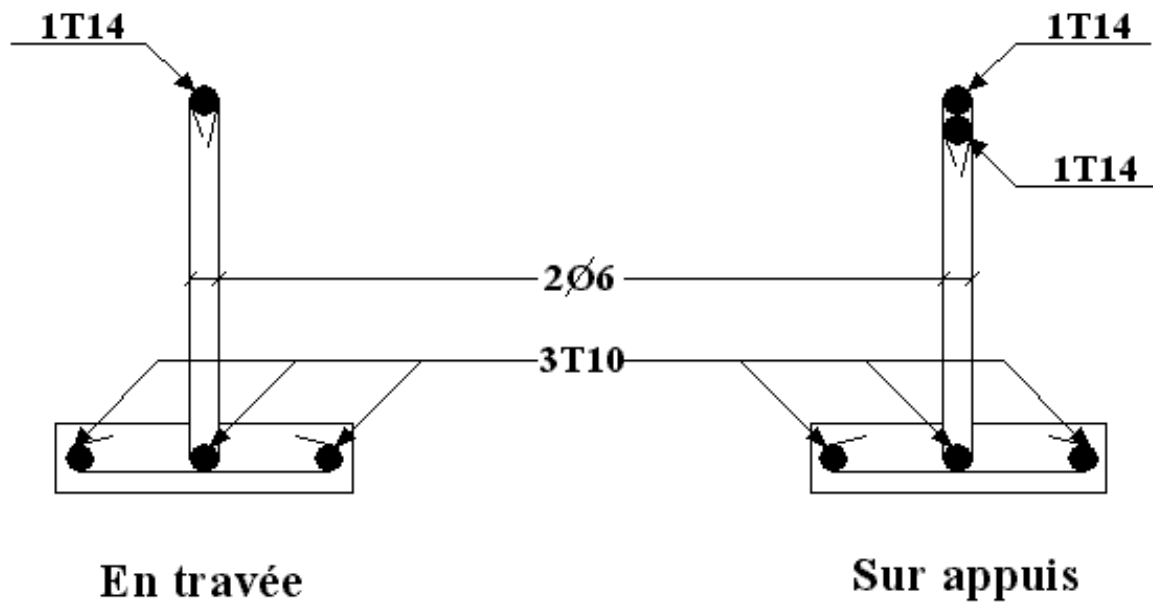


Figure .III.13: **ferrailage des poutrelles en travée, et en appuis**

4. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur plan, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

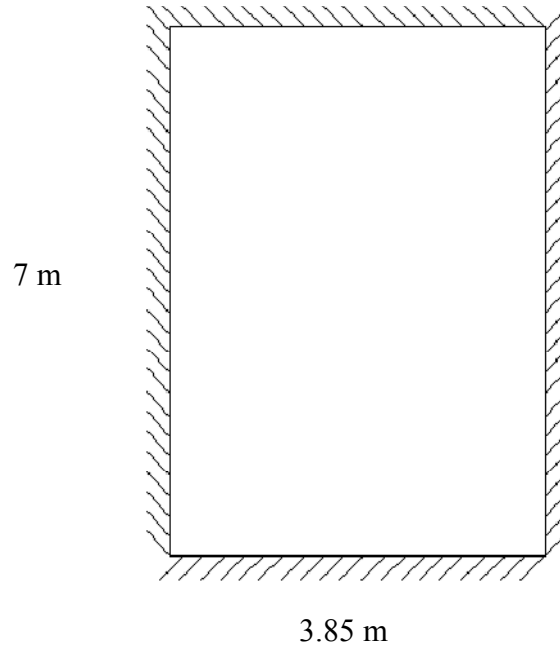


Figure .III.14 : schéma de la dalle plein

a. Evaluation des charges

Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
1 ^{er} S.S	5,14	2,5	10,668	7,64

Tableau .III.5 : Evaluation des charges

b. Exemple de calcul

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,85}{6,9} = 0,55 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

c. 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 μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

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

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0,55 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 14,12 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,53 \text{ kNm}$$

Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,002 \text{ KN.m}$$

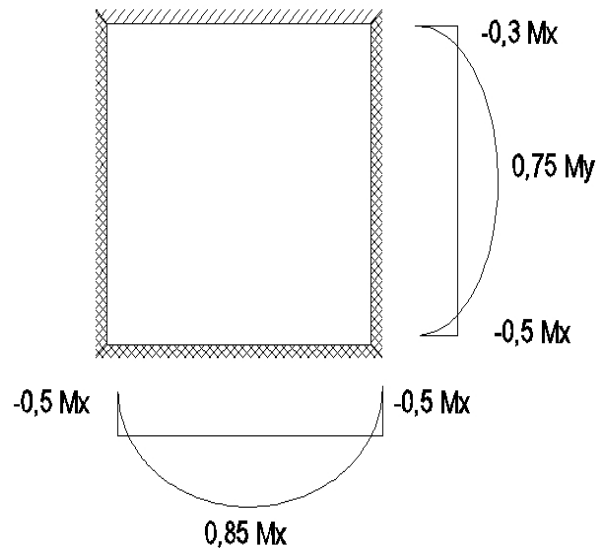
$$M_{ty} = 0,75 M_y = 2,64 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis

Intérieur : $M_{ax} = -0,3 M_x = -4,23 \text{ KN.m}$

Extérieur : $M_{ax} = -0,5 M_x = -7,06 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -7,06 \text{ KN.m}$$



a. ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm²)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_s^{adp} (cm²)	Esp (cm)	
Travée	x-x	12,002	0,0407	0	2,52	4T10	3,14	25	
	y-y	2,64	0,0089	0	0,54	4T8	2,01	25	
Appuis	x-x	int	4,23	0,0143	0	0,88	4T8	2,01	25
		ext	7,06	0,023	0	1,47	4T8	2,01	25
	y-y	7,06	0,023	0	1,47	4T8	2,01	25	

Tableau .III.6 : **Ferrailage de la dalle pleine**

Espacement**Travée**

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

$$\underline{\text{Sens } y-y} : esp = \frac{100}{4} = 25.cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

AppuisSens x-x :

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

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

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

c. Condition de non fragilité

$$h=e=16cm; b=100cm$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,17.cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,96cm^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,55 \end{cases}$$

Travée

$$\underline{\text{Sens } x-x} : A_x = 3,14cm^2 > A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : A_y = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

AppuisSens x-x :

$$\text{Intérieur} : A_x = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Extérieur} : A_x = 2,01cm^2 > A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : A_y = 2,01.Cm^2 > A_s^{\min} = 1,73cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10,66 \times 3,85 \times 7}{2 \times 3,85 + 7} = 19,54.kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 13,68.kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 19,54.kN$$

$$\tau_u = \frac{19,54 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,135.MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

e. Vérification à l'ELS**e.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\rho = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ \mu_y = 0,4150 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 10,60.kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 4,4.kNm \end{cases}$$

➤ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85M_x = 9,01.kNm$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 3,3.kNm$$

➤ Moments sur appuis

$$\text{Intérieure : } M_{ax} = -0,3M_x = -3,18.kNm$$

$$\text{Extérieure : } M_{ax} = -0,5M_x = -5,3.kNm$$

$$M_{ay} = -0,5M_x = -5,3.kNm$$

e. 2. Vérification des contraintes**e.2.1. Béton :** nous devons vérifier que :

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

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

- 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 :

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

e.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Avec: $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$.

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>Sens</i>	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	<i>Vér</i>	σ_s MPa	σ_s MPa	<i>Vér</i>	
<i>Travée</i>	x-x	9,01	3,14	3,2	7010,49	4.11	15	OK	198.7	201.6	OUI	
	y-y	3.3	2,01	2,6	4783.95	1.79	15	OK	122.09	201.6	OUI	
<i>Appuis</i>	x- x	in	3.18	2,01	2,6	4783.95	1.72	15	OK	117,65	201.6	OUI
		ex	5.3	2,01	2,6	4783.95	2.88	15	OK	196.09	201.6	OUI
	y-y	5.3	2,01	2,6	4783.95	2.88	15	OK	196.09	201.6	OUI	

Tableau .III.7 : **Ferraillage de la dalle pleine**

e.3. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,041 < 0,042 \dots\dots\dots \text{Non ;...vérifier} \\ 0,041 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \\ 2,18 \cdot 10^{-3} > 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Non vérifier} \end{cases}$$

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

➤ **Calcul de la flèche :**

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

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

$b=100\text{cm} ; h=16\text{cm} ; d=0,9h=14,4\text{cm} ; A_s= 3,14 \text{ cm}^2 ; y=3,2 \text{ cm.}$

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

$$\longrightarrow I = 7000.49 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0.00218$$

$$\sigma = M_{ser} / A_s \cdot d = 199.26 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0032 \times 169.26 + 2.1} = 0.0423$$

$$\mu = 0.0423 \geq 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = 9.63 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 3.852 \end{array} \right.$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 5469.05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 6621.61 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{9.1 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 32164.2 \times 5469.05 \times 10^4} = 7.59 \\ f_v = \frac{9.1 \times 10^6 \times 3850^2}{10 \times 10721.4 \times 6621.61 \times 10^4} = 18.81 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0.759 \text{ cm} \\ f_v = 1.881 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1.12 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1.12 \text{ cm} > \bar{f} = 0.77 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Constatation

La flèche qu'on a trouvé dépasse la valeur admissible, il faut donc augmenter la rigidité de la dalle pour cela on adopte une épaisseur de 25 cm.

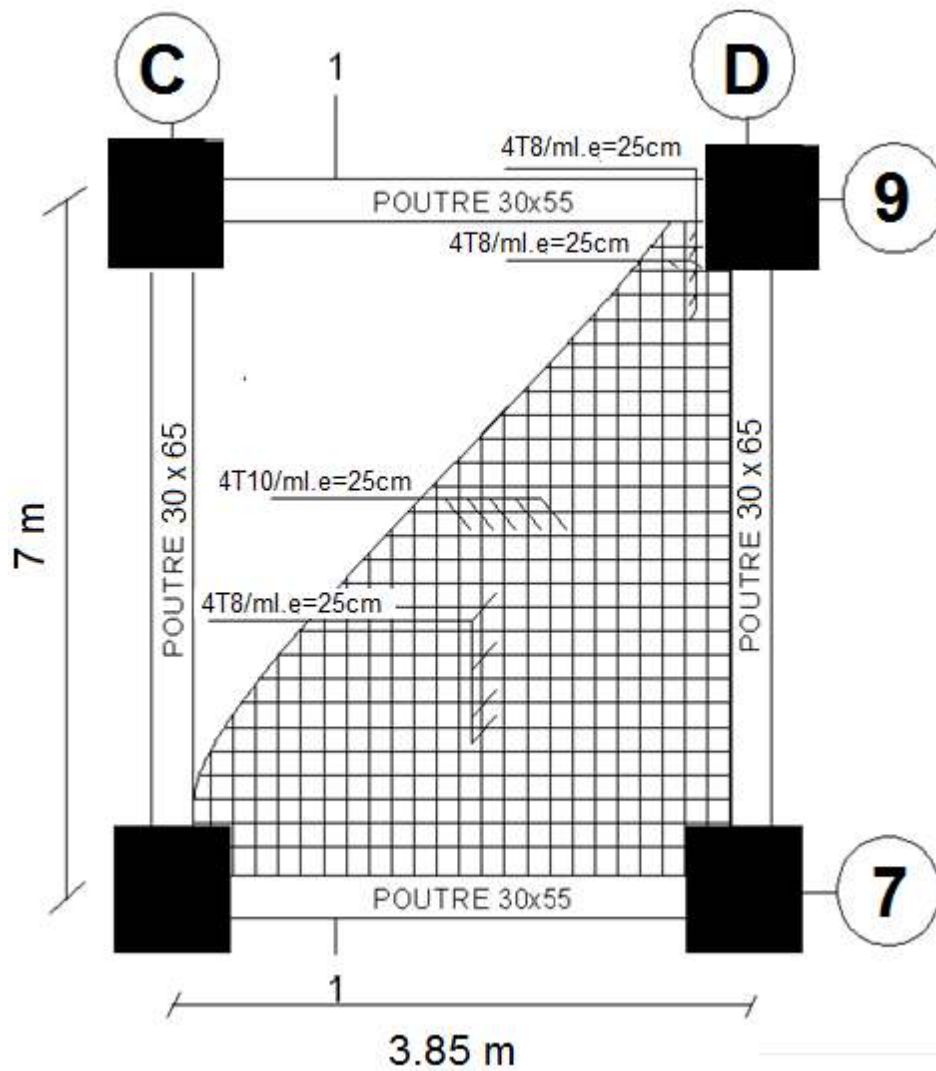
-Vérification de la flèche avec : h=25 cm

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y_1(cm)$	δ	$\sigma_s(MPa)$	λ_i	λ_v	μ	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
9.01	3.14	3.7	0,00174	159,41	12,06	4,82	0	18335.45	20169	20169

$f_i(cm)$	$f_v(cm)$
0.205	0,617

Tableau .III.8 : **Récapitulatif du calcul de la flèche.**

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,412.cm \leq f' = 0.77.....v\u00e9rifi\u00e9e. \quad \checkmark$$



Coupe 1-1

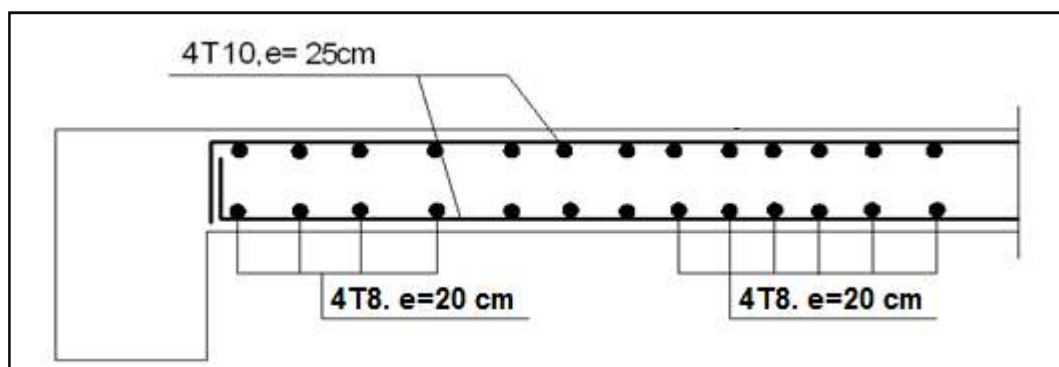


Figure .III.15 : **Ferrailage de la dalle pleine**

5. ESCALIER

5.1. 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.

5.2. 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.

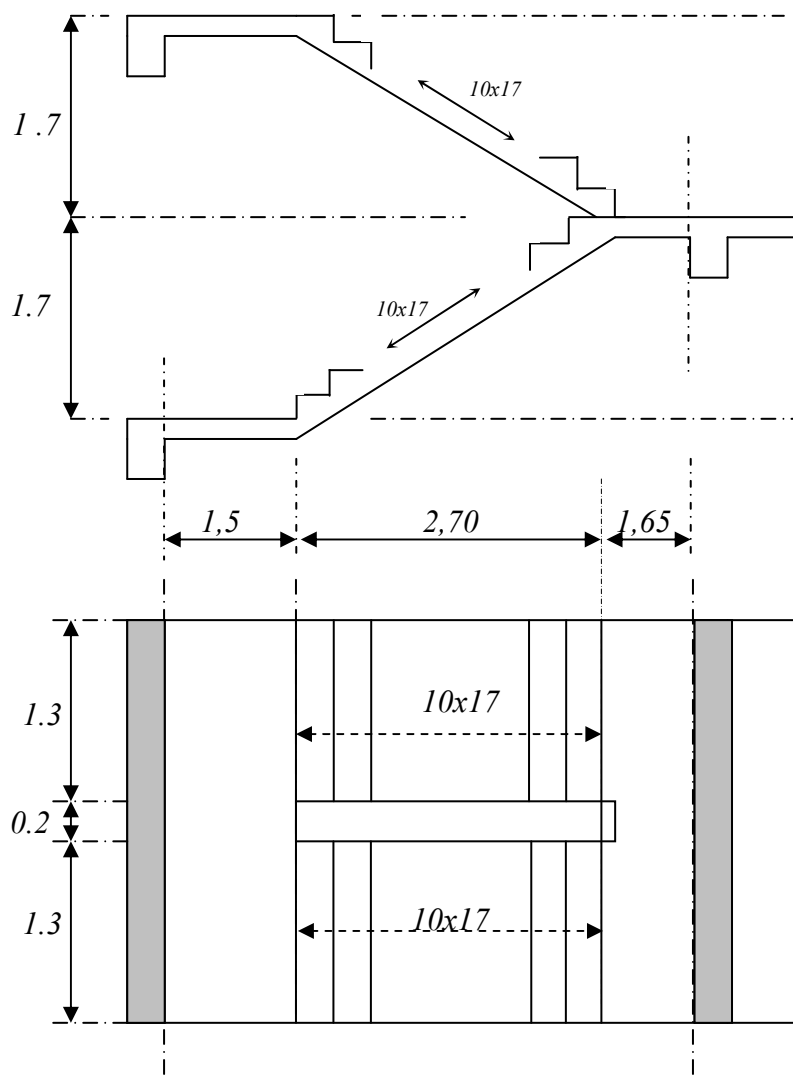


Figure .III.16: **Plan de coffrage de l'escalier d'étage courant**

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

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:

- $2h+g=64$ (1)
- $n \times h = H$ (2)
- $(n-1)g=L$ (3)

Avec :

- n : Le nombre de contre marche
- $(n-1)$: Le nombre de marche

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0$$

Avec :

- n : La racine de l'équation

$$64n^2 - 674n + 340 = 0$$

Solution :

$$n_1 = -0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 10$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=10$
- le nombre de marche $n-1=9$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

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 paille

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 21,13 \leq e \leq 31,7 \text{ cm}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,65 + 1,5 = \sqrt{2,7^2 + 1,7^2} + 1,65 + 1,5 = 6,34 \text{ m}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 22 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

c. Angle d'inclinaison de la paille

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0,629 \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

5.3. Evaluation des charges**a. Palier****a. 1. Charges permanentes**

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m³)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- Dalle de sol	1,3	25	0,32
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Dalle pleine	22	25	5,5
5- Enduit en ciment	2	18	0,36
$\Sigma = G$			7,12 kN/m ²

Tableau .III.9 :Charges Permanentes du Palier.

a. 2. Charge d'exploitation

$$Q_1 = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

b. Paillasse

b. 1. Charge permanentes

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,22}{\cos 32,19}\right) = \dots\dots\dots 6,49\text{kN/m}^2$

Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13\text{kN/m}^2$

<i>Matière</i>	<i>Épaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m³)</i>	<i>ρ (kN/m²)</i>
1- Collage	1,6	20	0,32
2- Mortier de pose	2	20	0,40
3- Lit de sable	3	18	0,54
4- Enduit en ciment	22	18	0,36
5- Garde corps	2	-	1,00
Σ			11,24 kN/m²

Tableau .III.10 :Charges Permanentes de la Paillasse.

b.2. Charge d'exploitation

$Q_2=2,50\text{kN/m}^2$

Schéma statique :

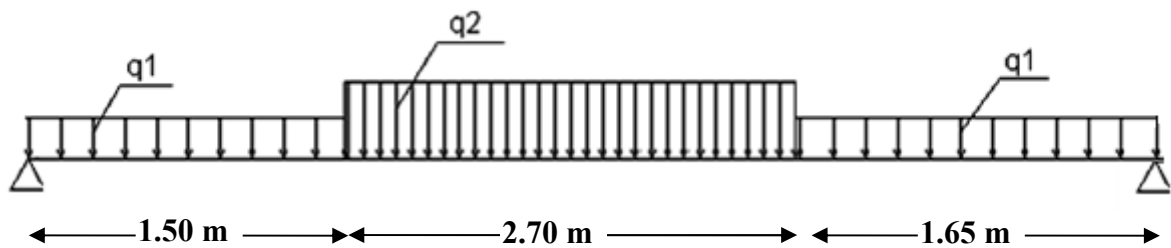


Figure .III.17 :schéma statique de l'escalier

5.4. Combinaison des charges

E.L.U

$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$

E.L.S

$q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{ser2}=G_2+Q_2$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (kN/ml)	q_2 (kN/ml)
ELU	13,36	18,92
ELS	9,62	13,74

Tableau .III.11 :Charges à l'ELU et l'ELS.

5.5. Diagramme des efforts internes

➤ **Moment fléchissant**

E.L.U

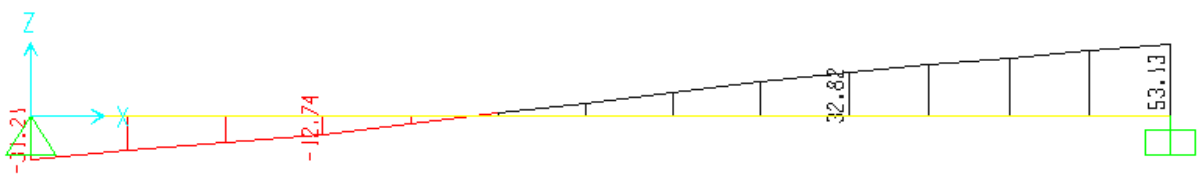


E.L.S



➤ **Effort tranchant**

E.L.U



E.L.S



Figure .III.18 : **diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant**

5.6. Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=22\text{cm}$

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $d=0,9h=19,8\text{cm}$

$\sigma_s = 435\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e=500\text{MPa}$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	37.60	0,067	Oui	0	0.089	19,09	5,76	6T12	6,78
Appuis	65.05	0,117	Oui	0	0,155	18,57	10.27	7T14	10,73

Tableau .III.12 : **Ferrailage de l'escalier.**

Espacement

- En travée $esp \leq \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}$

On prend : $esp=15\text{cm}$

- Sur appui $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28\text{cm}$

On prend : $esp=14\text{cm}$

Armatures de répartition

- En travée $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3,39\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de 4T10=3,14cm² avec $S_t=25\text{cm}$.

- Sur appui $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,68\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 5,36\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de 6T10=4,71cm² avec $S_t=15\text{cm}$.

5.7. Vérifications :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,39 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,39 \text{ cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 10,73 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,39 \text{ cm}^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{53,13 \times 10^3}{1000 \times 198} = 0,268 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 53,13 \cdot 10^3 - \frac{65,05 \cdot 10^6}{0,9 \times 198} = -311909,28 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,26 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. 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.

c. 1. 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 :

$$n=15 ; c'=2,1\text{cm} ; d=19,8\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	27,37	6,78	5,41	25529,6	5,8	Vérifiée
Appui	47,33	10,73	5,38	43158,54	5,9	Vérifiée

Tableau .III.13: **Vérification à l'E.L.S.****c. 2. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{22}{585} = 0,037 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{6,78}{100 \times 19,8} = 0,0034 < 0,0084 \quad \text{vérifiée} \\ 0,037 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \quad L=5,85\text{m} > 5\text{m} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 96431,06.Cm^4$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 6,14 \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = 2,45 \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = 0,00342 \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} = 0,248 \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 203,88 \end{cases}$$

$E_i=32164,20MPa$; $E_v=10818,87MPa$

• Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
27,43	6,78	0,0034	285,10	6,14	2,45	0,248	96431,06	42047,53	59984,48

Tableau .III.14: **Vérification de la flèche de l'escalier.**

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,69cm \\ f_v = 1,44cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,75cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{100} = 0,5 + \frac{585}{1000} = 1,085.cm$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,75cm < \bar{f} = 1,085cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e.$

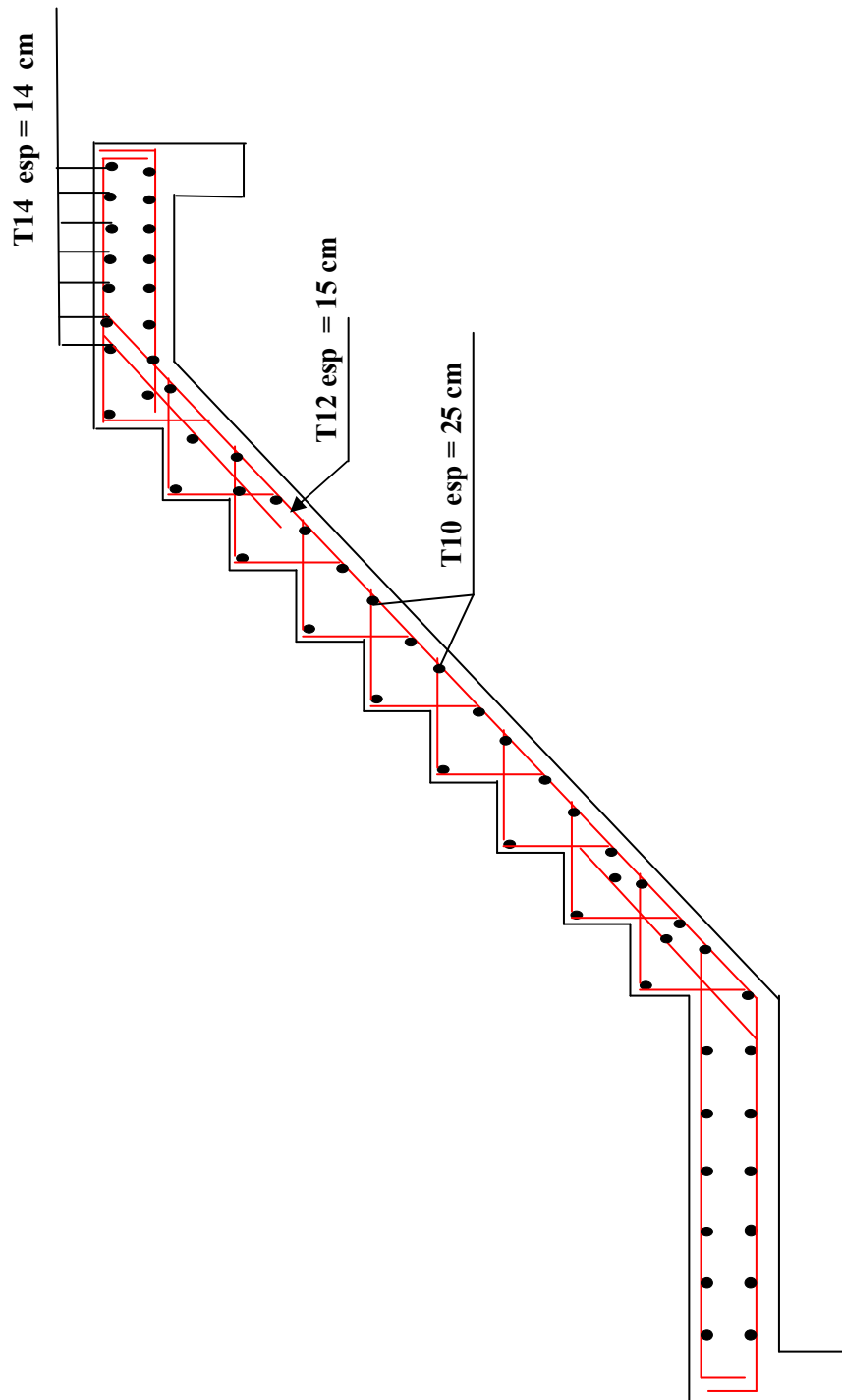


Figure .III.19 : **Ferrailage de l'Escalier.**

6. BALCONS :

6.1. 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.

6.2. L'Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{125}{10} = 12.5cm$$

On prend: $e=15cm$

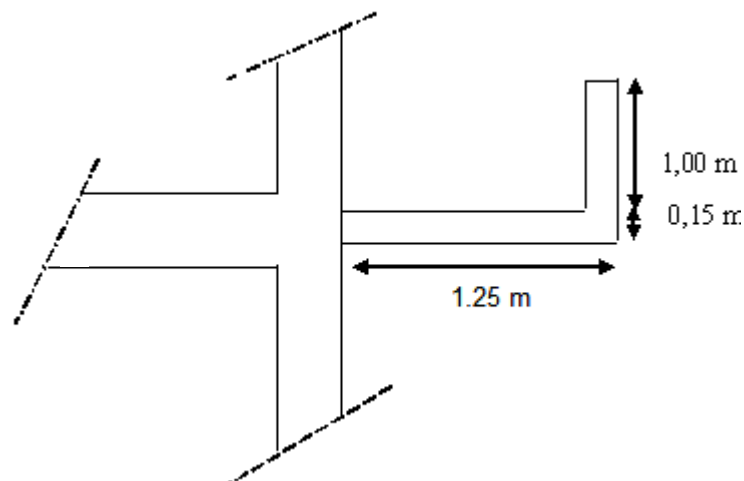


Figure III.20: **Dimensions du balcon**

6.3. Evaluation des charges

- **Charge permanente:**

$$G = 4.76 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation:**

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Charge concentrée "F":**

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

$$\mathbf{F = 1,62 \text{ kN/m}^2}$$

Moment du à la main courante :

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

6.4. Schéma statique :

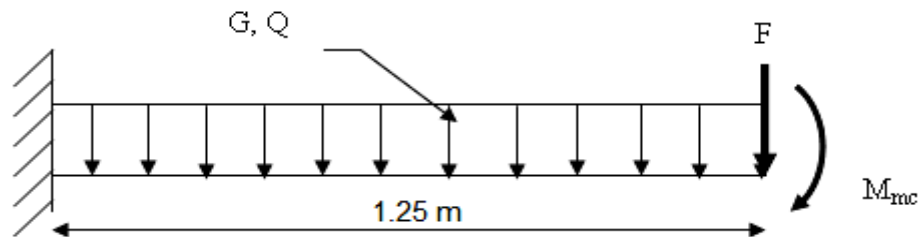


Figure III.21 : Schéma statique du balcon

6.5. Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	11.67	8.26
F(kN)	2,19	1,62
M_{mc}	1,50	1,00

Tableau.III.15 : Combinaison des charges

6.6. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

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

	ELU	ELS
M (kNm)	13.35	9.47
T (kN)	16.77	11.94

Tableau.III.16: Calcul **des efforts internes**

6.7. Calcul du ferrailage :

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

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=12,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

M_u(kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm²)	Choix	A_{adp_s} (cm²)	Esp (cm)
13.35	0,0516	Oui	0	0,0664	13.14	3.04	5T12	5.65	20

Tableau.III.17 : **Ferrailage du balcon**

Espacement:

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

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

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 = 2.51cm² avec: S_t=20cm

Vérifications**a. Condition de non fragilité:**

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

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{16,77 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

6.8. 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: $n=15$; $c'=5 \text{ cm}$; $d=13,5 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
9,47	5.65	3.91	9031.14	4.1	vérifiée	143.3	vérifiée

Tableau.III.18 : **Vérification des contraintes du balcon**

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

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 14.2.0) 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.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : 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_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω 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(ω^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^{er} mode vibratoire correspond à ω_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 14.2.0)*.

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.
- La masse des planchers on été répartie au chaque poutres.
- 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,).

3.3. Le Diaphragme.

a- Définition du diaphragme :

Tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement est appelé *diaphragme*.

b- Son rôle:

1. Transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement sous-jacents.

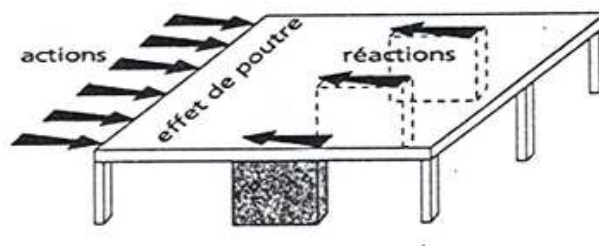


Fig.IV-1-Transmission des charges sur les éléments verticaux de contreventement.

2. Raidir le niveau.

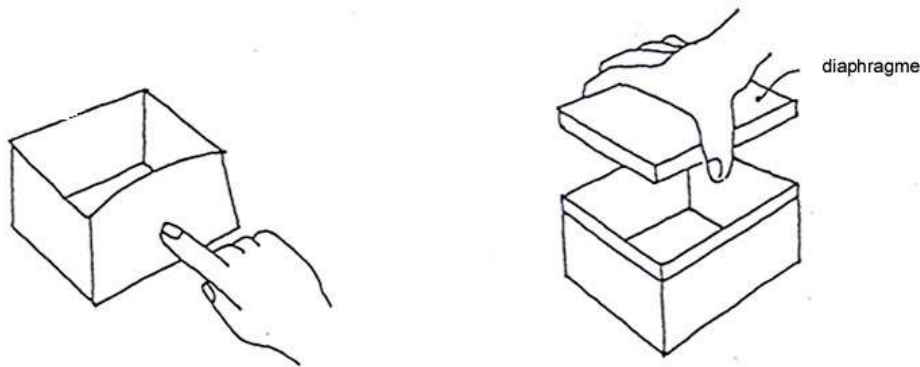


Fig.IV-2-Le rôle du diaphragme.

3. Coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

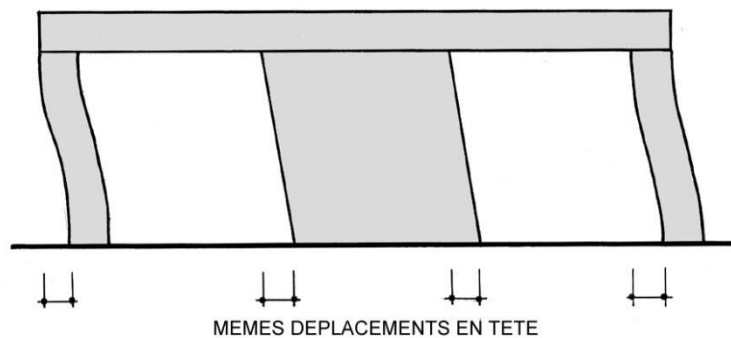


Fig.IV-3-L'influence du diaphragme sur le déplacement des poteaux.

c- Classification des diaphragmes en fonction de leur rigidité :

Si $a < 0.5b$ Diaphragme rigide

Si $0.5b < a < 2b$ Diaphragme semi-rigide

Si $a > 2b$ Diaphragme flexible

d-Quel type de diaphragme doit-on utiliser ?

les diaphragmes rigides sont préférables aux diaphragmes flexibles, car ils distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction de leur rigidité latérale.

Leur rotation sous charges horizontales entraîne une torsion d'ensemble du niveau sous-jacent.

-les diaphragmes flexibles distribuent les charges horizontales sur les éléments verticaux en fonction des masses qu'ils portent en tête, correspondant aux aires des planchers dont ils reçoivent la charge.

Ils n'imposent aucune torsion au niveau sous-jacent. Celui-ci subit des déformations différentielles en fonction des charges et de la déformabilité de chaque file porteuse.

3.4. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

4 ETUDE SISMIQUE

4.1 Stratégie du 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.

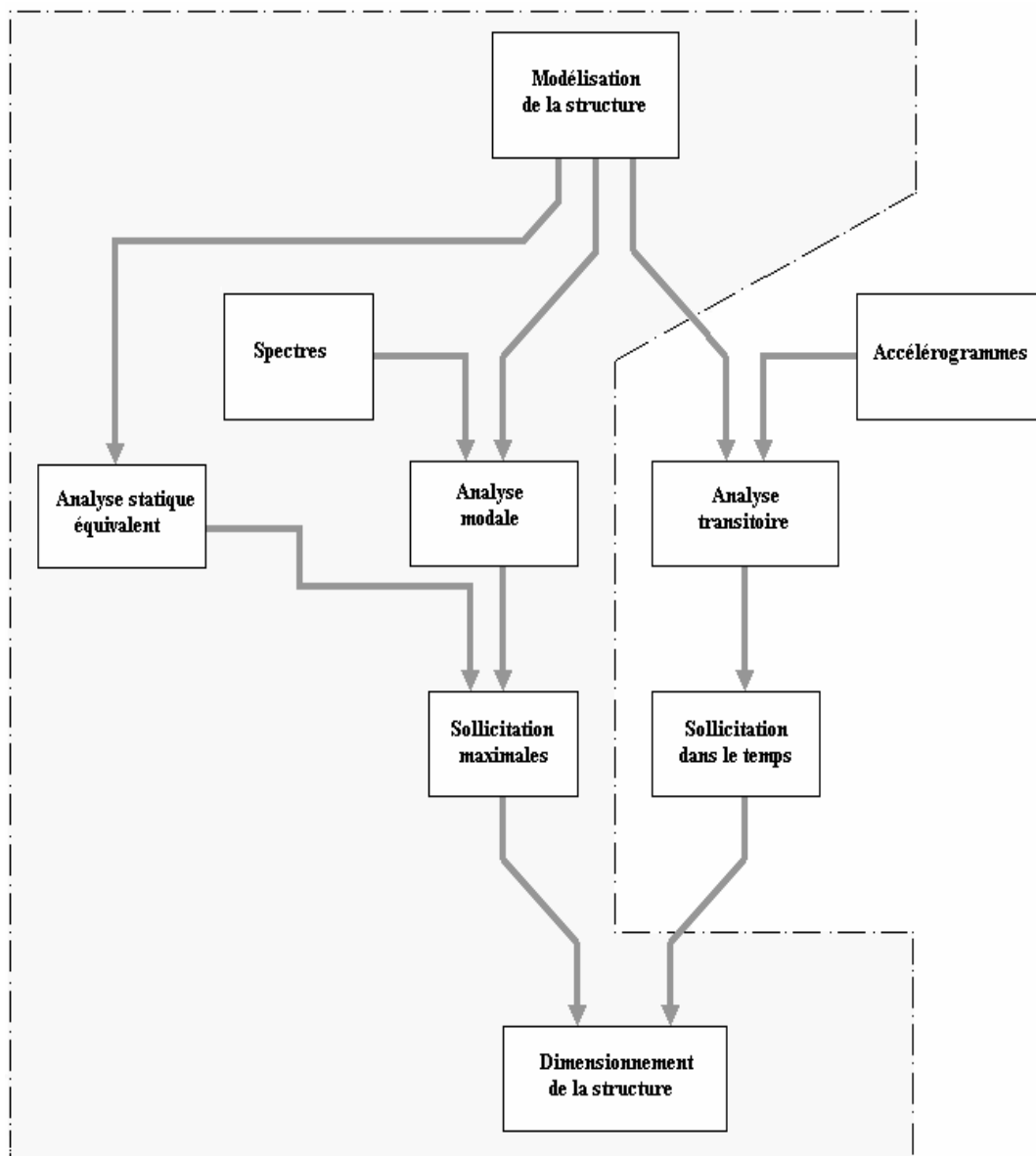


Fig.IV-4- les Etapes du Calcul Sismique.

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.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

4.3 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

-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 (ouvrage de grande importance)*. 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
$$\begin{cases} T1= 0.15 \text{ s.} \\ T2 = 0.50 \text{ s.} \end{cases}$$

- Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,88$$

- 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
$$\mathbf{T_f = C_T (h_N)^{3/4}}$$

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.

Dans notre cas on a : des portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,05$.

$$T_f = 0,050 (30,6)^{3/4} = 0,65 \text{ s.}$$

- Soit
$$\mathbf{T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}}$$

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) :
$$T_{fx} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{26,50}} = 0,53 \text{ s}$$

- Suivant la direction (y - y) :
$$T_{fy} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{26,90}} = 0,53 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T = \min (0.53 ; 0.65) = 0.53}$$

$$D'où : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 * 0,88 * \left(\frac{0,5}{0,53}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,11$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2,11$$

• 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.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,25$$

critère q	P _q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	05
2-Redondances en plan	-	0,05	-	05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	05
4- Régularité en élévation	0	-	0	
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	
-	-	0,10	0	10
Totale	0,25		0,25	

Tableau IV-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 :

β : 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 : $R = 5$ (Mixte portique /voiles avec interaction) $H < 48$ m.

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{(0.25)(2,11)(1.25)}{5} W \Rightarrow V^X = 0.1318 W \\ V_y = \frac{(0.25)(2,11)(1.25)}{5} W \Rightarrow V^Y = 0.1318 W \end{cases}$$

b. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} 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 :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

- Δ_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, Δ_k^y).

-
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{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 $e=15$ cm.

5.1 Modèle Initial (voir figure ci-dessous)

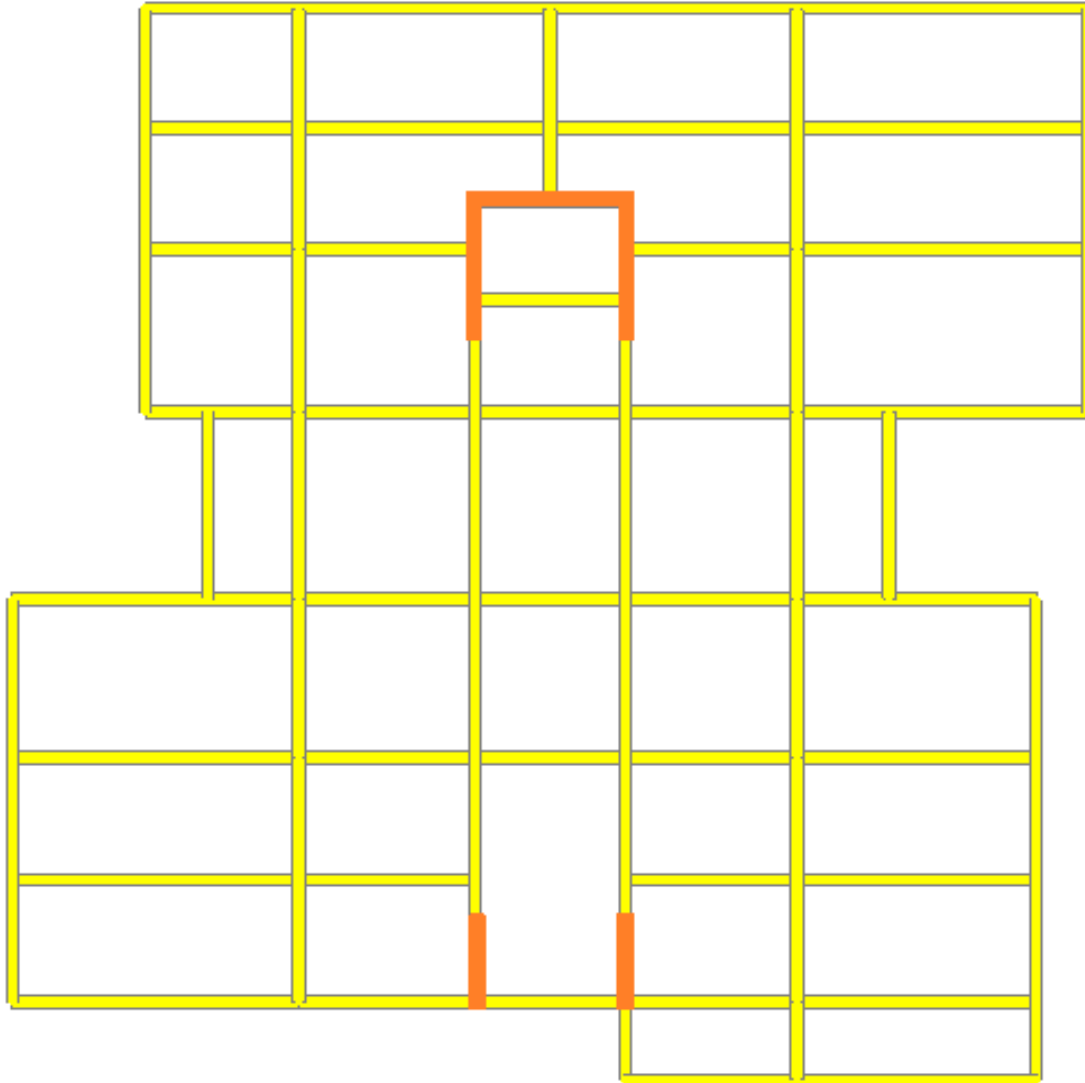


Figure IV-5 **Modèle Initial.**

Etages	Elément	Section Epaisseur (cm)
8 ^{ème} /7 ^{ème} / 6 ^{ème} .	Poteau	35x35
	voile	15
5 ^{ème} /4 ^{ème} / 3 ^{ème} .	Poteau	40x40
	voile	15
2 ^{ème} /1 ^{er} /RDC	Poteau	45x45
	voile	15

Tableau IV-2. **sections des poteaux de chaque niveau**

A)- Analyse Modale

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1.153202	0.32899	0.01563	2.866E-07	0.32899	0.01563	2.866E-07
2	1.067345	0.00937	0.71453	4.383E-07	0.33836	0.73016	0.000000725
3	0.863335	0.39991	0.00023	0.000002029	0.73827	0.73039	0.000002754
4	0.413587	0.05434	0.00054	9.018E-07	0.79261	0.73093	0.000003656
5	0.330768	0.0003	0.14491	0.000001948	0.79291	0.87584	0.000005604
6	1.153202	0.32899	0.01563	2.866E-07	0.32899	0.01563	2.866E-07
7	0.240725	0.03235	0.0001	0.0000003	0.91413	0.875	0.000015
8	0.171087	0.00724	0.00001	2.268E-09	0.92137	0.87598	0.00001595
9	0.163518	0.0000750	0.05838	0.00001836	0.92145	0.93436	0.00003431

Tableau IV-3 **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.**

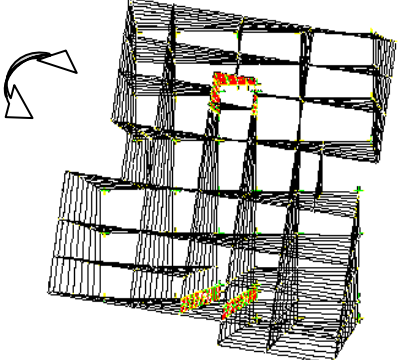
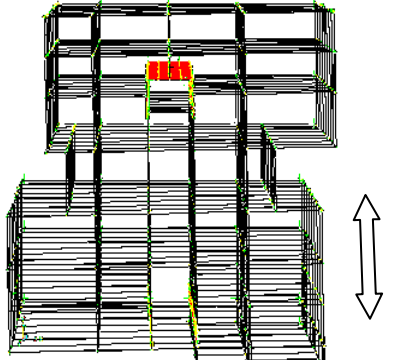
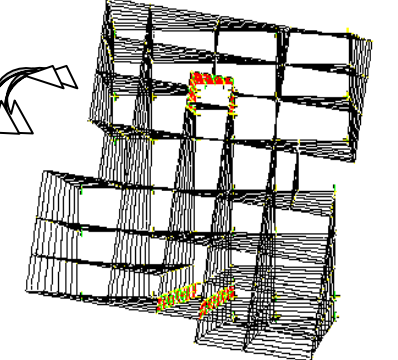
Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Rotation</p>	 <p>Translation « sens y »</p>	 <p>Rotation</p>

Tableau IV-4 :les trois premiers modes

B)- Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période du 1^{er} Mode $T_1 = 1,153$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de rotation.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèlement à l'axe y de 71,45 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 45540,11$ kN.
- $\Rightarrow V^x = V^y = 6002,18$ kN $\Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4801,74$ kN
- $F_1 = V_t^x = 3755,78$ kN et $F_2 = V_t^y = 4566,85$ kN .
 $V_t^x < 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1,278$
 $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,051$

Remarque : D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

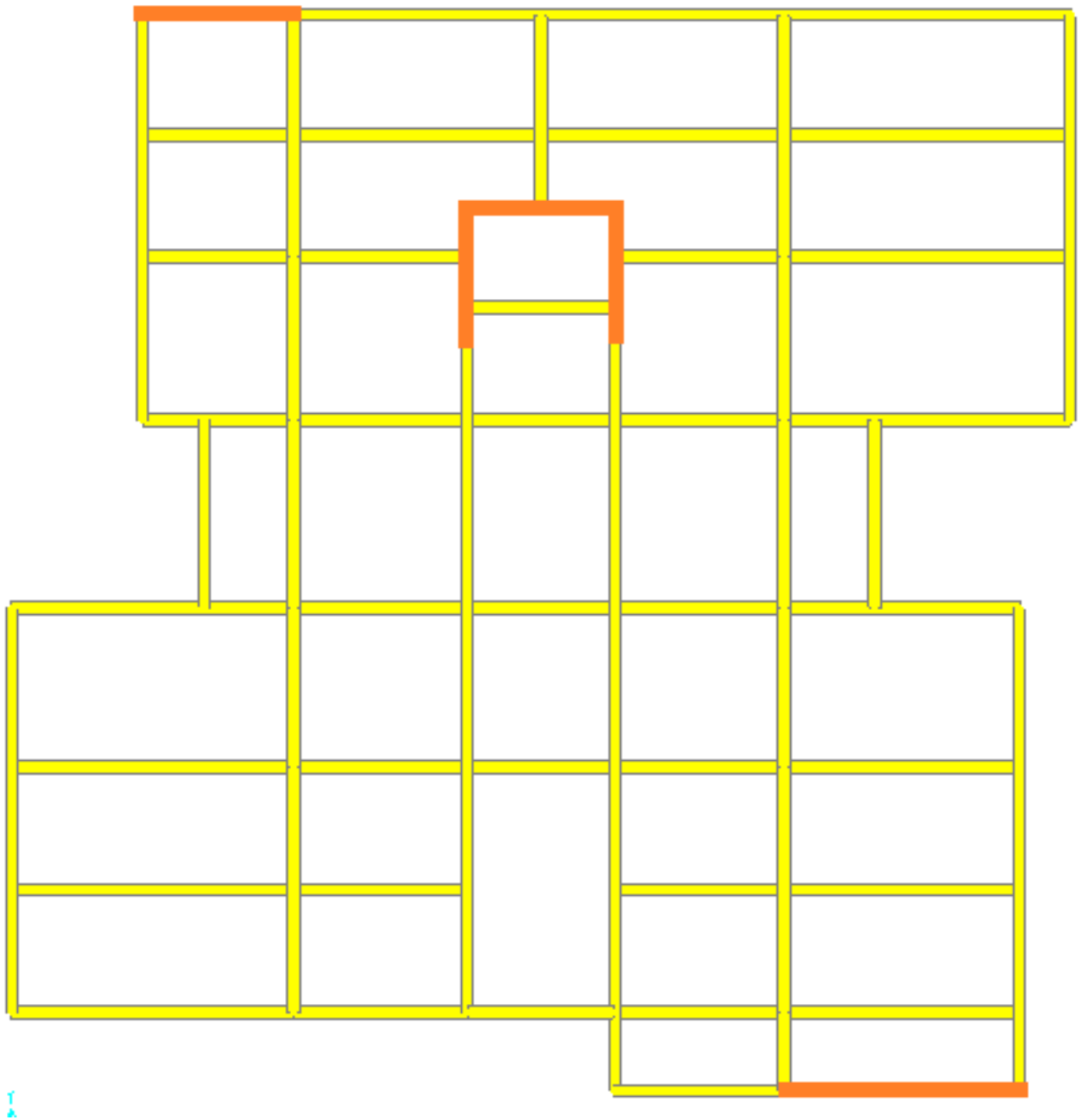
D)- Vérification des Déplacements inter étage

$$r_x=1,278 \quad ; \quad r_y=1,051$$

Z(m)	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
30,6	5.811	6.406	29.055	32.03	2.29401	3.01398	3,4	<i>vérifier</i>
27,2	5.452	5.833	27.26	29.165	3.60396	3.6294	3,4	<i>Non vérifier</i>
23,8	4.888	5.143	24.44	25.715	4.67109	4.18696	3,4	<i>Non vérifier</i>
20,4	4.157	4.347	20.785	21.735	4.20462	4.15014	3,4	<i>Non vérifier</i>
17	3.499	3.558	17.495	17.79	4.78611	4.43418	3,4	<i>Non vérifier</i>
13,6	2.750	2.715	13.75	13.575	5.25897	4.55516	3,4	<i>Non vérifier</i>
10,2	1.927	1.849	9.635	9.245	4.47939	3.9976	3,4	<i>Non vérifier</i>
6,8	1.226	1.089	6.13	5.445	4.53051	3.53998	3,4	<i>Non vérifier</i>
3,4	0.517	0.416	2.585	2.08	3.30363	2.18816	3,4	<i>vérifier</i>

Tableau IV-5 **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 IV-6 **Modèle 1.**

A)- Analyse Modale

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	1.103791	0.00013	0.73121	1.31x10 ⁻⁰⁷	0.00013	0.73121	1.31410 ⁻⁰⁷
2	0.779971	0.56268	0.00003998	0.00000786	0.56281	0.73125	0.000007991
3	0.696757	0.12944	0.00033	0.00001004	0.69225	0.73158	0.00001804
4	0.345269	0.00002079	0.14464	0.00000104	0.69227	0.87622	0.00001908
5	0.206946	0.15986	6.123E-08	0.00004176	0.85213	0.87622	0.00006084
6	0.183972	0.02557	0.00000416	0.00006499	0.8777	0.87622	0.00013
.
.
.
19	0.096461	0.05399	0.000001375	0.00002469	0.93595	0.96283	0.6016

Tableau IV-6 **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.****B)- Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1,103791$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 19^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant x à l'ordre de 73,12 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant la y à l'ordre de 56,26 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation

C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 46300,58$ kN.
- $V^x = V^y = 6074,63$ kN $\Rightarrow 0,8V^x = 0,8V^y = 4859,70$ kN
- $F_1 = V_t^x = 5047,91$ kN et $F_2 = V_t^y = 4572,36$ kN .
 $V_t^x > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1$
 $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,062$

Remarque :

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

D)- Vérification des Déplacements inter étage

$$r_x=1 \quad ; \quad r_y=1,062$$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
30,6	4,207	5,572	21.035	27.86	2.72	2.30454	3,4	<i>vérifier</i>
27,2	3,663	5,138	18.315	25.69	2.835	3.51522	3,4	<i>Non vérifier</i>
23,8	3,096	4,476	15.48	22.38	2.9	4.22676	3,4	<i>Non vérifier</i>
20,4	2,516	3,680	12.58	18.4	2.83	3.51522	3,4	<i>Non vérifier</i>
17	1,950	3,018	9.75	15.09	2.73	4.01436	3,4	<i>Non vérifier</i>
13,6	1,404	2,262	7.02	11.31	2.5	3.9825	3,4	<i>Non vérifier</i>
10,2	0,904	1,512	4.52	7.56	2.095	3.50991	3,4	<i>Non vérifier</i>
6,8	0,485	0,851	2.425	4.255	1.59	2.9205	3,4	<i>vérifier</i>
3,4	0,167	0,301	0.835	1.505	0.835	1.59831	3,4	<i>vérifier</i>

Tableau IV-7 **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.**

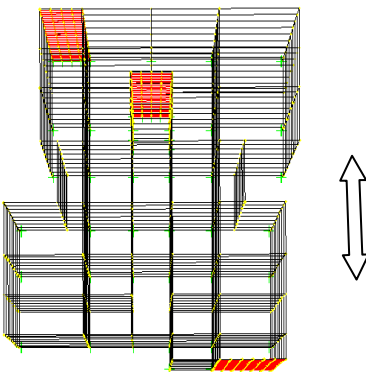
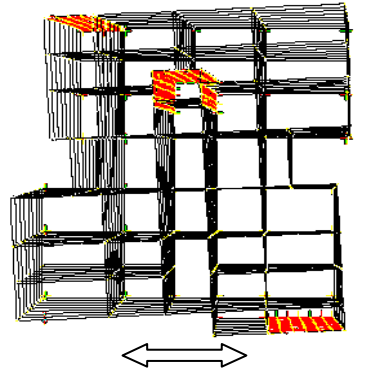
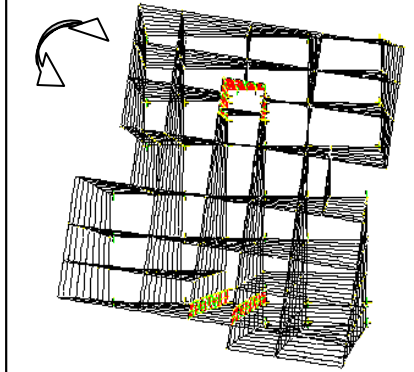
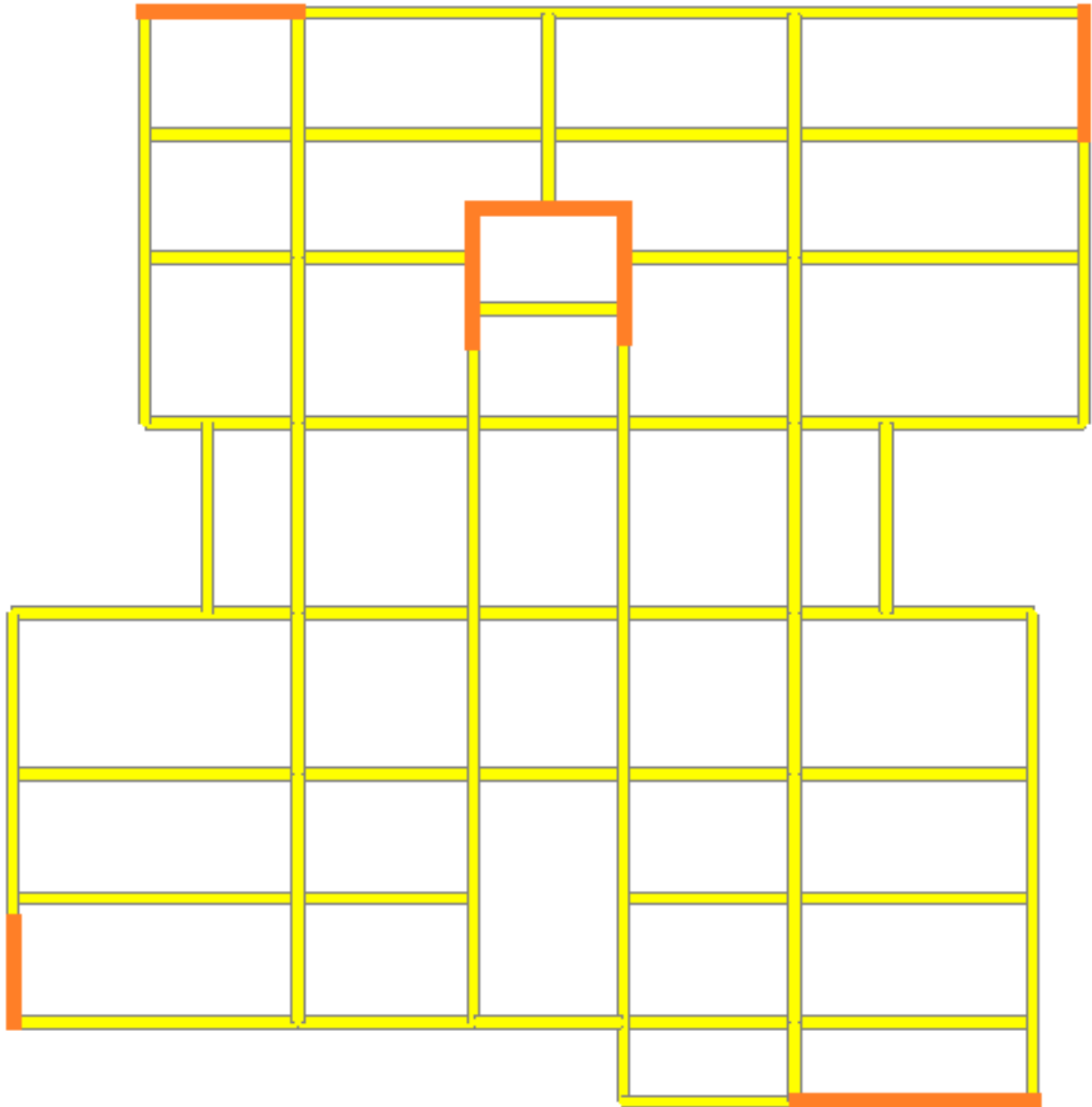
Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Translation « sens x »</p>	 <p>Translation « sens y »</p>	 <p>Torsion</p>

Tableau IV-8. **les trois premiers modes**

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

5. 3 Modèle 2 (voir figure ci-dessous)Figure IV-7 **Modèle 2.**

A)- Analyse Modale

		FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
MODES	PERIODE(S)	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1.019027	0.00037	0.71796	3.211E-07	0.00037	0.71796	3.211E-07
2	0.776407	0.62396	0.00066	0.00000997	0.62433	0.71862	0.00001029
3	0.674953	0.06836	0.00015	0.00004325	0.69269	0.71878	0.00005355
4	0.305394	0.00004001	0.14983	0.000001289	0.69273	0.8686	0.00005484
5	0.206535	0.17156	0.00006351	0.00003955	0.86429	0.86867	0.00009439
6	0.177032	0.01307	0.00014	0.00024	0.87737	0.86881	0.00033
.
.
.
16	0.096518	0.05633	0.000005062	0.00076	0.93899	0.92991	0.55243

Tableau. IV-9 **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2****B)- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.019027$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 16^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant la x à l'ordre de 71,79 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y à l'ordre de 62,39 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

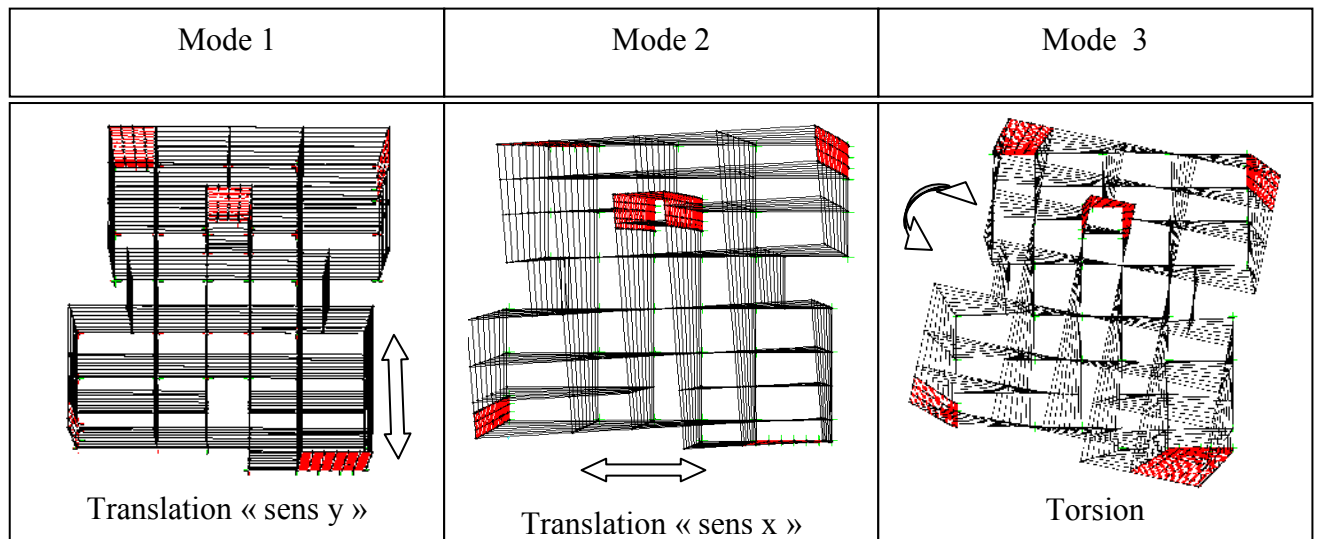
C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 46928,58$ kN.
- $V^x = V^y = 6185,18$ kN $\Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 4948,149$ kN
- $F_1 = V_t^x = 5262.492$ kN $et F_2 = V_t^y = 4809.784$ kN .
 $V_t^x > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1$
 $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,028$

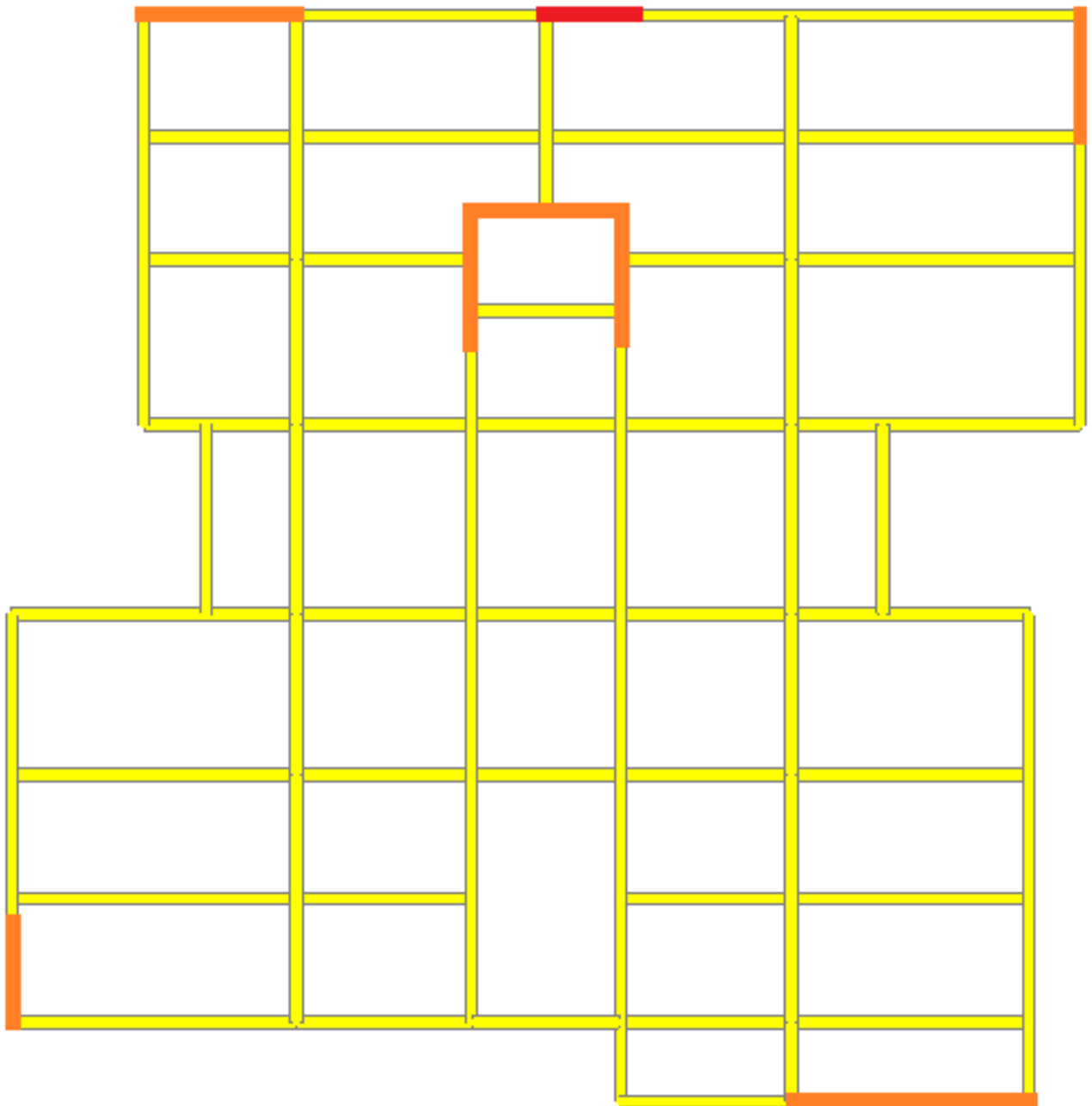
D)- Vérification des déplacements inter étage

$$r_x=1 \quad ; \quad r_y=1,028$$

Z(m)	δ_{eK}^x (Cm)	δ_{eK}^y (Cm)	δ_K^x (Cm)	δ_K^y (Cm)	Δ_K^x (Cm)	Δ_K^y (Cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm)	Observation
30,6	4.271	5.243	21.355	26.215	2.77	2.91952	3,4	Vérifier
27,2	3.717	4.675	18.585	23.375	2.88	3.19708	3,4	vérifier
23,8	3.141	4.053	15.705	20.265	2.94	3.44894	3,4	Non vérifier
20,4	2.553	3.382	12.765	16.91	2.875	3.52604	3,4	Non vérifier
17	1.978	2.696	9.89	13.48	2.765	3.58772	3,4	Non vérifier
13,60	1.425	1.998	7.125	9.99	2.545	3.53632	3,4	Non vérifier
10,2	0.916	1.31	4.58	6.55	2.1255	3.031572	3,4	vérifier
6,8	0.4909	0.7202	2.4545	3.601	1.613	2.452294	3,4	vérifier
3,4	0.1683	0.2431	0.8415	1.2155	0.8415	1.249534	3,4	vérifier

Tableau IV-10 **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N°=2.**Tableau IV-11. **les trois premiers modes**

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

5.4. Modèle Final (voir figure ci-dessous)Figure IV-8 **Modèle Final.**

A)- Analyse Modale

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0.976063	0.00011	0.71885	0.000002101	0.00011	0.71885	0.000002101
2	0.735027	0.69492	0.00012	0.000002311	0.69503	0.71896	0.000004412
3	0.637194	0.00069	0.00009065	0.00008234	0.69572	0.71905	0.00008675
4	0.294907	0.000004804	0.15122	0.000008428	0.69572	0.87028	0.00009518
5	0.198588	0.18037	0.000003071	0.00003837	0.87609	0.87028	0.00013
6	0.171043	0.00061	0.00012	0.00057	0.8767	0.8704	0.00071
.
.
.
16	0.093645	0.05792	0.000004035	0.00134	0.93483	0.93068	0.52851

Tableau. IV-12 **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final****B)- Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.976063$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 16^{ème} mode
- Le premier mode est un mode de translation suivant x à l'ordre de 71,88 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y à l'ordre de 69,49 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

C)- Résultantes des forces sismiques

- $W = 47530,68$ kN.
- $V^x = V^y = 6264,54$ kN $\Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 5011,63$ kN
- $F_1 = V_t^x = 5835.56$ kN et $F_2 = V_t^y = 4984.51$ kN
 - $V_t^x > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1$
 - $V_t^y < 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1,0054$

D)- Vérification des déplacements inter étage

$r_x=1$; $r_y=1,0054$

Z(m)	δ_{eK}^x (Cm)	δ_{eK}^y (Cm)	δ_K^x (Cm)	δ_K^y (Cm)	Δ_K^x (Cm)	Δ_K^y (Cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm)	Observation
30,6	3.431	4.7108	17.155	23.55	2.26	2.538635	3,4	Vérifier
27,2	2.979	4.205	14.895	21.025	2.335	2.7703797	3,4	vérifier
23,8	2.512	3.6539	12.56	18.2695	2.39	3.0207243	3,4	Vérifier
20,4	2.034	3.053	10.17	15.265	2.3	3.081551	3,4	Vérifier
17	1.574	2.440	7.87	12.2	2.21	3.146902	3,4	Vérifier
13,60	1.132	1.814	5.66	9.07	2.02	3.076524	3,4	Vérifier
10,2	0.728	1.202	3.64	6.01	1.665	2.71458	3,4	Vérifier
6,8	0.395	0.662	1.975	3.31	1.2745	2.1882531	3,4	Vérifier
3,4	0.1401	0.2267	0.7005	1.1335	0.7005	1.1396209	3,4	Vérifier

Tableau IV-13 **Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.**

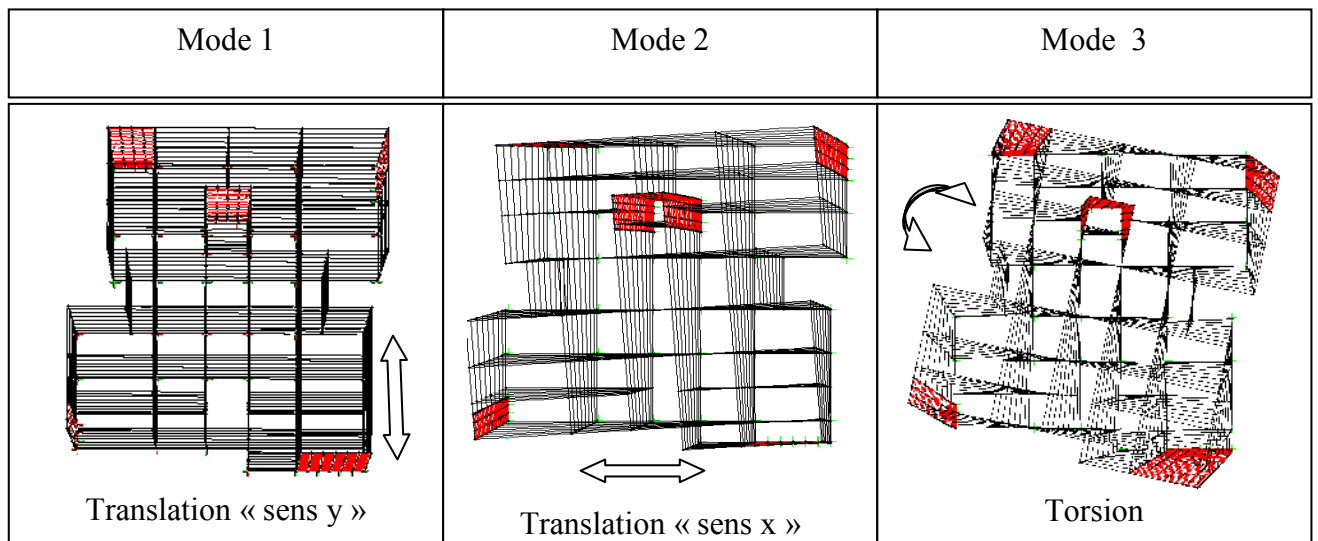


Tableau IV-14 **les trois premiers modes**

5.5. 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

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPa).

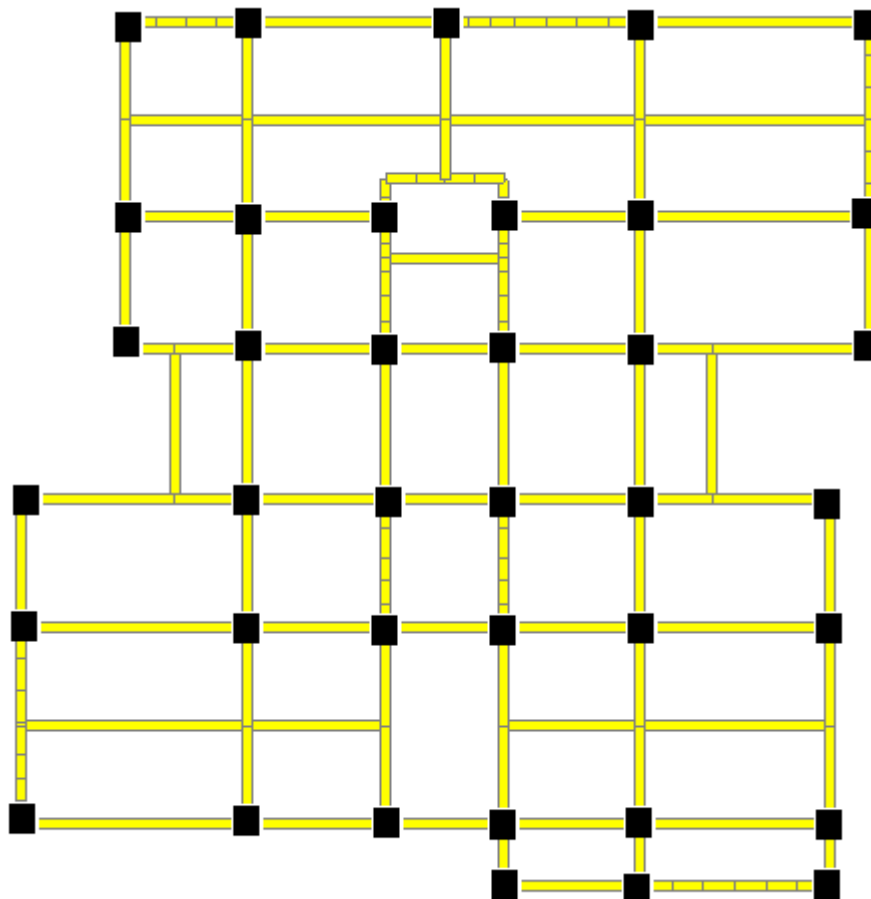


Figure IV-9 *Repérage des Poteaux.*

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm²)	ν	Obs	Section corrigée (cm²)	ν	Obs
P8	294.90	35×35	0,1	<0,3	35×35	0,1	<0,3
P7	486,28	35×35	0,15	<0,3	35×35	0,15	<0,3
P6	686.807	35×35	0,224	<0,3	40×40	0.17	<0,3
P5	889.03	40×40	0,222	<0,3	40×40	0,222	<0,3
P4	1091.82	40×40	0,27	<0,3	45×45	0.215	<0,3
P3	1305.73	40×40	0,32	>0,3	45×45	0.25	<0,3
P2	1528.41	45×45	0.301	>0,3	50 x 50	0.244	<0,3
P1	1756.91	45×45	0.347	>0,3	50 x 50	0.28	<0,3
R.D.C	2002.83	45×45	0.395	>0,3	55 x 55	0.264	<0,3

Tableau IV-15 **Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux****b- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications**

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.906747	0.0000919	0.70866	7.412E-07	0.0000919	0.70866	7.412E-07
2	0.684918	0.68564	0.00011	0.0000041	0.68573	0.70877	0.000004841
3	0.593812	0.00041	0.00013	0.00007095	0.68614	0.7089	0.00007579
4	0.282453	0.00000547	0.15394	0.000003453	0.68615	0.86285	0.00007925
5	0.191038	0.18306	0.000004942	0.0000366	0.86921	0.86285	0.00012
6	0.164198	0.00109	0.00014	0.00041	0.8703	0.86299	0.00052
.
.
.
16	0.090615	0.06467	6.079E-07	0.000007171	0.93544	0.92376	0.46355

Tableau IV-16 **Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.**

• **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 0.906747$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 16^{ème} mode.
- Le premier mode est un mode de translation suivant x à l'ordre de 70,86 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant y à l'ordre de 68,56 %.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

• **Résultantes des forces sismiques**

- $W = 48503.23$ kN.
- $V^x = V^y = 6392,72$ kN
 $\Rightarrow 0.8V^x = 0.8V^y = 5114,17$ kN
- $F_1 = V_t^x = 6131.159$ kN et $F_2 = V_t^y = 5239.846$ kN .
 $V_t^x > 0,8V_x \Rightarrow r_x = 1$
 $V_t^y > 0,8V_y \Rightarrow r_y = 1$

• **Vérification des déplacements inter étage**

$r_x=1$; $r_y=1$

Z(m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation
30,6	3.11	4.332	15.55	21.66	1.945	2.4	3.4	<i>Vérifier</i>
27,2	2.721	3.852	13.605	19.26	2.095	2.64	3.4	<i>vérifier</i>
23,8	2.302	3.324	11.51	16.62	2.125	2.76	3.4	<i>vérifier</i>
20,4	1.877	2.772	9.385	13.86	2.125	2.89	3.4	<i>vérifier</i>
17	1.452	2.194	7.26	10.97	2.02	2.835	3.4	<i>vérifier</i>
13,60	1.048	1.627	5.24	8.135	1.865	2.7595	3.4	<i>vérifier</i>
10,2	0.675	1.0751	3.375	5.3755	1.57	2.4405	3.4	<i>vérifier</i>
6,8	0.361	0.587	1.805	2.935	1.2	1.9645	3.4	<i>vérifier</i>
3,4	0.121	0.1941	0.605	0.9705	0.605	0.9705	3.4	<i>vérifier</i>

Tableau IV-17 **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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Sens x

Niveaux (m)	P _k (kN)	Δ _k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ	vérif
30,6	6553.59	0.01945	1804.12	3.4	0.02078043	<0,1 ok
27,2	11434.40	0.02095	2824.28	3.4	0.024946564	<0,1 ok
23,8	16542.56	0.02125	3634.66	3.4	0.028445852	<0,1 ok
20,4	20725.21	0.02125	4320.02	3.4	0.029984251	<0,1 ok
17	26896.14	0.0202	4896.01	3.4	0.032637743	<0,1 ok
13,60	32141.57	0.01865	5360.66	3.4	0.032888854	<0,1 ok
10,2	37540.42	0.0157	5734.01	3.4	0.03023162	<0,1 ok
6,8	42939.27	0.012	6006.58	3.4	0.025230724	<0,1 ok
3,4	48503.23	0.00605	6131.18	3.4	0.014076771	<0,1 ok

Tableau IV-18 *Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.*

Sens y

Niveaux (m)	$P_k(kN)$	$\Delta_K(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	vérif
30,6	6553.59	0.024	1534.25	3.4	0.030151954	<0,1 ok
27,2	11434.40	0.0264	2389.21	3.4	0.037160715	<0,1 ok
23,8	16542.56	0.0276	3063.33	3.4	0.043836826	<0,1 ok
20,4	20725.21	0.0289	3639.20	3.4	0.048407421	<0,1 ok
17	26896.14	0.02835	4133.63	3.4	0.054254092	<0,1 ok
13,60	32141.57	0.027595	4548.24	3.4	0.057355516	<0,1 ok
10,2	37540.42	0.024405	4893.53	3.4	0.055065142	<0,1 ok
6,8	42939.27	0.019645	5140.32	3.4	0.04826559	<0,1 ok
3,4	48503.23	0.009705	5239.84	3.4	0.026422217	<0,1 ok

Tableau IV-19 **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 $P_{Tot} = 54433,12$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 9773,48$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 17,95 \% < 20\%$.

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 :**

Sens x

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port}(kN)	V_{Tot} (%)	V_{port}(%)
8^{ème}	1804.16	1289	100	71.44
7^{ème}	2824.40	1257.3	100	44.51
6^{ème}	3634.85	1953.15	100	53.60
5^{ème}	4320.37	1861.25	100	43.08
4^{ème}	4896.64	2467.11	100	50.38
3^{ème}	5360.86	2178.05	100	40.62
2^{ème}	5734.25	2443.44	100	42.61
1^{er}	6006.85	1856.46	100	30.90
RDC	6131.18	2012.5	100	32.82

Tableau IV-20 **Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.**

Sens y

Etage	V_{Tot} (kN)	V_{port}(kN)	V_{Tot} (%)	V_{port}(%)
8^{ème}	1534.19	1358.75	100	88.56
7^{ème}	2389.06	1374.54	100	57.53
6^{ème}	3063.1	2169.43	100	70.82
5^{ème}	3638.79	2161.39	100	59.39
4^{ème}	4132.89	2918.85	100	70.62
3^{ème}	4548.01	2735.39	100	60.54
2^{ème}	4893.29	3181.17	100	65.01
1^{er}	5140	2616.006	100	50.89
RDC	5239.84	2603.58	100	49.68

Tableau IV-21 **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.

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 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 :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V-1 **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

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$
- Une longueur minimale de $50 \varnothing_1$ 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 :

$$\text{-En zone de recouvrement} \implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$$

$$\text{-En zone courante} \implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$$

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 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

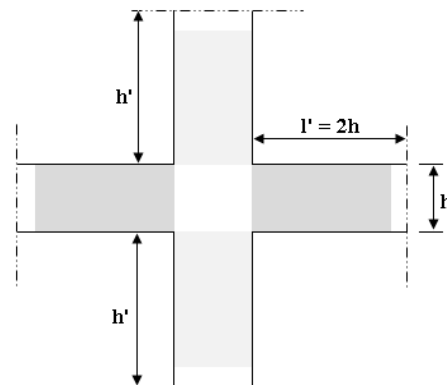


Figure V-1 **Zone Nodale.**

• **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u et de sa valeur limite $\overline{\tau_u}$**

La contrainte tangentielle dans les poteaux τ_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 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Élancement λ

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = \frac{\ell_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{array} \right\} \text{Pour une section rectangulaire de hauteur } h, \text{ l'élancement a pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \varnothing_t est donnée par la relation :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_l \quad \varnothing_l : \text{étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.}$$

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 :

a- Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :

Situation durable

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

b- 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.

$$-N_{\max}, M_{\text{corr.}}$$

$$-N_{\min}, M_{\text{corr.}}$$

$$-N_{\text{corr.}}, M_{\max.}$$

Les tableaux suivants résumés les résultats trouvés ;

combinaison	étages	8^{ème} /7^{ème}	6^{ème} /5^{ème}	4^{ème} /3^{ème}	2^{ème} /1^{er}	RDC
	sections	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
ELU	N_{max}	696.88	1258.11	1945.78	2478.56	2823.06
	M_{corr}	28.98	38.64	27.94	23.64	26.82
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0
	N_{min}	50	248.058	468.86	687.28	1045.37
	M_{corr}	32.14	35.42	32.92	23.64	34.61
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	2.26	0	0	0	0
	N_{corr}	191.95	527.61	816.52	1165.32	1608.34
	M_{max}	99.73	102.65	107.44	96.38	72.57
	A'_s	0	0	0	0	
	A_s	8.00	2,41	0	0	0

Tableau V-2 **Ferrailages des poteaux à L'ELU.**

combinaison	étages	8ème /7ème	6ème /5ème	4ème /3ème	2ème /1er	RDC
	sections	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
G+Q±E	N_{max}	530.19	997.7	1516.40	2076.94	2365.11
	M_{corr}	102.53	1,38	161.059	136.22	122.40
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	3,58	1,38	0	0	0
	N_{min}	-24.70	-72	-268.39	-453.12	-472.47
	M_{corr}	81.24	59.57	89.62	82.78	49.34
	A'_s	0	0	0	0,74	3,28
	A_s	7,10	5,08	8,96	10,59	8,53
	N_{corr}	-229	-521.32	-974.47	-1523.75	-2059.98
	M_{max}	134.31	185.43	242.56	254.39	172.78
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	9,74	9.20	7,29	0,23	0

Tableau V-3. **Ferrailages des poteaux (G+Q±E).**

combinaison	étages	8ème /7ème	6ème /5ème	4ème /3ème	2ème /1er	RDC
	sections	35x35	40x40	45x45	50x50	55x55
0,8G±E	N_{max}	392.42	731.06	1112.54	1577.73	1790.33
	M_{corr}	93.45	132.17	150.21	114.42	136.64
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	3,94	0,04	0	0	0
	N_{min}	53.24	166	408.26	645.73	702.43
	M_{corr}	79.11	74.47	103.97	94.03	57.92
	A'_s	0	0	0	2.85	5.83
	A_s	7.26	7.57	11.67	13.31	11.74
	N_{corr}	181.77	422.3	810.02	1287.20	1743.97
	M_{max}	112.69	176.83	234.59	249.01	171.88
	A'_s	0	0	0	0	0
	A_s	8,22	9,55	8,01	1,55	0

Tableau V-4. **Ferrailages des poteaux (0,8G±E).**

2.1.5. Choix des armatures

Etages	Sections	A_s^{cal}	A_s^{min}	A_s^{max}	A_s^{max}	Choix des armatures	$A_s^{adopté}$
	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(Z.C)(cm ²)	(Z.R)(cm ²)		(cm ²)
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	9.74	11.02	36.75	73.5	4T20 +8T16	28.64
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	9.55	14,4	48	96	4T20 +8T16	28.64
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	11.67	18,22	60,75	121,5	4T20+12T16	36.56
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	13.31	22,5	75	150	4T25 +12T16	43.63
RDC	55x55	11.74	27,22	90,75	181,5	4T25 +12T16	43.63

Tableau V-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 $\sigma_s=201.6$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{ser_{max}}$; $M_{ser_{cor}}$

Etage	Sections (cm²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	509,14	21,06	SEC	18,6	201.63	7.3	15	Ok
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	916,52	28,08	SEC	42.4	201.63	8,7	15	Ok
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	1343,51	33.71	SEC	56,5	201.63	9.4	15	Ok
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	1803.27	41.32	SEC	66,1	201.63	9.8	15	Ok
RDC	55x55	2053.99	19.45	SEC	65	201.63	7.2	15	Ok

b. $N_{ser_{cor}}$; $M_{ser_{max}}$

Etage	Sections (cm²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	σ_{sadd} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ add}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	140,45	72.75	SPC	200,9	201.63	12.7	15	Ok
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	385,52	74,58	SEC	91,5	201.63	10.5	15	Ok
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	595,801	78,00 6	SPC	28,3	201.63	8.4	15	Ok
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	849,85	69,94	SEC	8,3	201.63	6.8	15	Ok
RDC	55x55	1169,73	52,48	SPC	28,1	201.63	6	15	Ok

Tableau V-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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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.

τ_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 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u RPA (MPa)	τ _u BAEL (MPa)	Vérification
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	52.87	0.47	6.8	0,075	1,88	2,50	Ok
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	58.71	0.32	5.95	0,08	1,88	2,50	Ok
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	61.035	0.334	5.28	0,08	1,88	2,50	Ok
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	54.14	0.227	4.76	0,04	1	2,50	Ok
RDC	55x55	31.62	0.116	4.32	0,04	1	2,50	Ok

Tableau V-7. **Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux**

2.2.2. Ferrailage Transversal des Poteaux

Selon [1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t: Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

Selon [3] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

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.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_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).

ϕ_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_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 $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des armatures transversales des poteaux :

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _i (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	4T20 +8T16	20	10	15
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	4T20 +8T16	20	10	15
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	4T20 +12T16	20	10	15
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	8T20 +8T16	20	10	15
RDC	55x55	8T20 +8T16	20	10	15

Tableau V-8. **Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux**

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{ème} /7 ^{ème}	35x35	2.38	6.8	2,50	52.87	N	10	0.94	4T10	3,14
						C	15	1.41	4T10	3,14
6 ^{ème} /5 ^{ème}	40x40	2.38	5.95	2,50	58.71	N	10	0.91	4T10	3,14
						C	15	1.37	4T10	3,14
4 ^{ème} /3 ^{ème}	45x45	2.38	5.28	2,50	61.035	N	10	0.84	4T10	3,14
						C	15	1.27	4T10	3,14
2 ^{ème} /1 ^{er}	50x50	2.38	4.76	3.75	54.14	N	10	1.01	4T10	3,14
						C	15	1.52	4T10	3,14
RDC	55x55	2.38	4.32	3.75	31.62	N	10	0.53	4T10	3,14
						C	15	0.8	4T10	3,92

Tableau V-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_r=125 cm.

T20.....L_r=100 cm.

T16.....L_r=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 :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-2)(b-2)$) cm^2
- 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 ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- 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: $N_{u(RDC)}=2823,06$ KN

- Plancher RDC :..... 27,59 x 4.018 =110.85 KN
- Poids de la poutre poreuse...0.65x0.30x25x5.65 = 27.54 KN
- Poids de la poutre non poreuse0.55x0.30x25x5.025 = 20.72 KN
- Poids du poteau(3,4-0,25)x(0,30)² x25 =7,087 KN
- Plancher S.Sol.1 :..... 27,59 x5,14 =141.81 KN
- Poids de la poutre principale...0.65x0.30x25x5.65 = 27.54 KN
- Poids de la poutre secondaire.....0.55x0.30x25x5.025 = 20.72 KN
- Poids du poteau(3,4-0,25)x(0,30)² x25 =7,087 KN

$$G = 363 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Total}} = 3186.41 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q_{RDC} = 1,5 \times 27.59 = 41.38 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} Q_{SS1} &= 2,5 \times 27.59 = 69 \text{ kN} \\ \hline Q_{\text{Total}} &= 110.38 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{4467,22 \text{ kN}}$$

b. Calcul du ferrailage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,95 \times 3,40 \cdot 10^2}{17,32} = 18,64 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,804$
- $Br = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4467,22 \cdot 10^3}{0,804} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -19,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_{s \min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003}$$

$$A_s = A_{s \min} = 32,4 \text{ cm}^2$$

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 :

Type du poteau	section	Chois	A_s adopté
	cm2		cm2
poteau de S.S.1	60x60	4T25 + 12T16	43.63
poteau de S.S.2	60x60	4T25 + 12T16	43.63

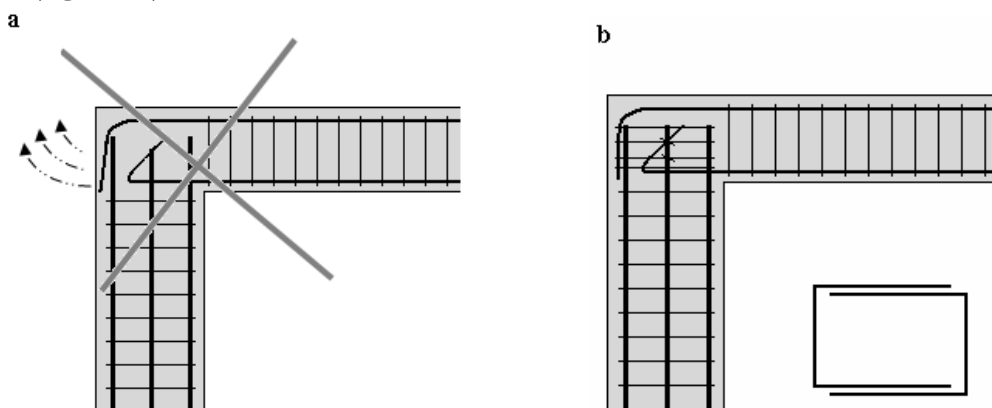
Tableau V-10 **Ferrailage des Poteaux du Sous Sol.**

• **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 efficace dépend de la présence d'aciers de coutures ayant pour rôle :

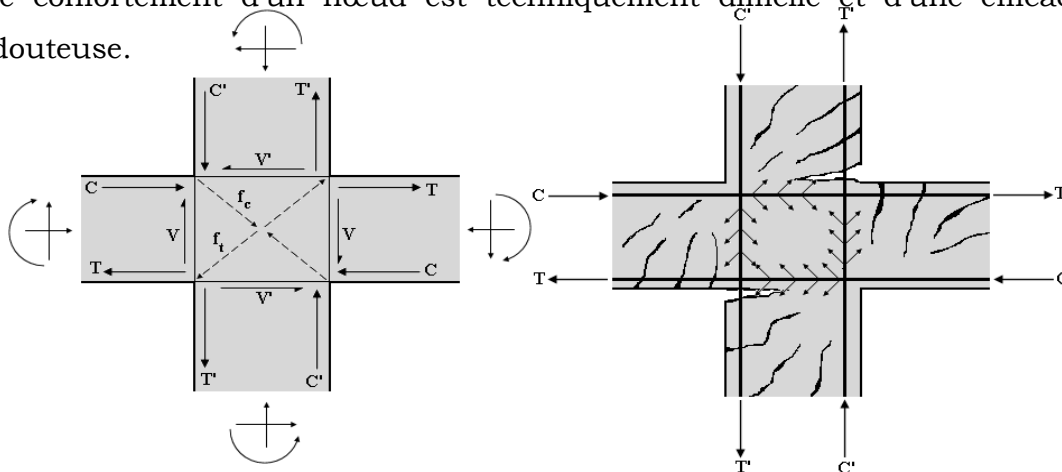
- d'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures 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 noeud central.

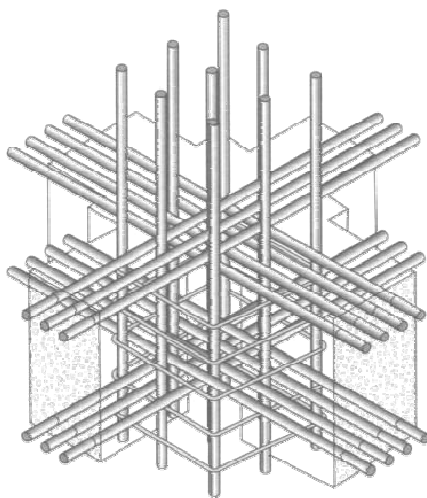
Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- 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 ;

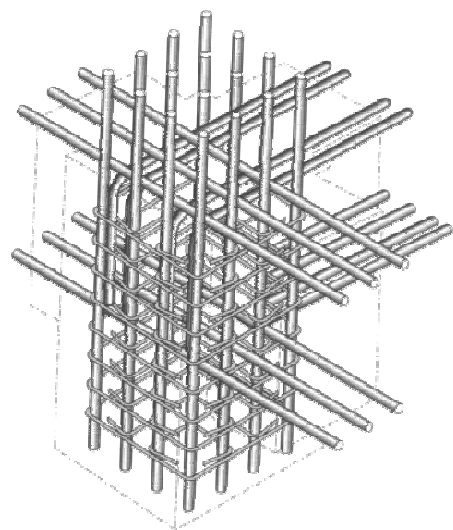
La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

- 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 V-2. **Disposition des armatures dans les nœuds.**

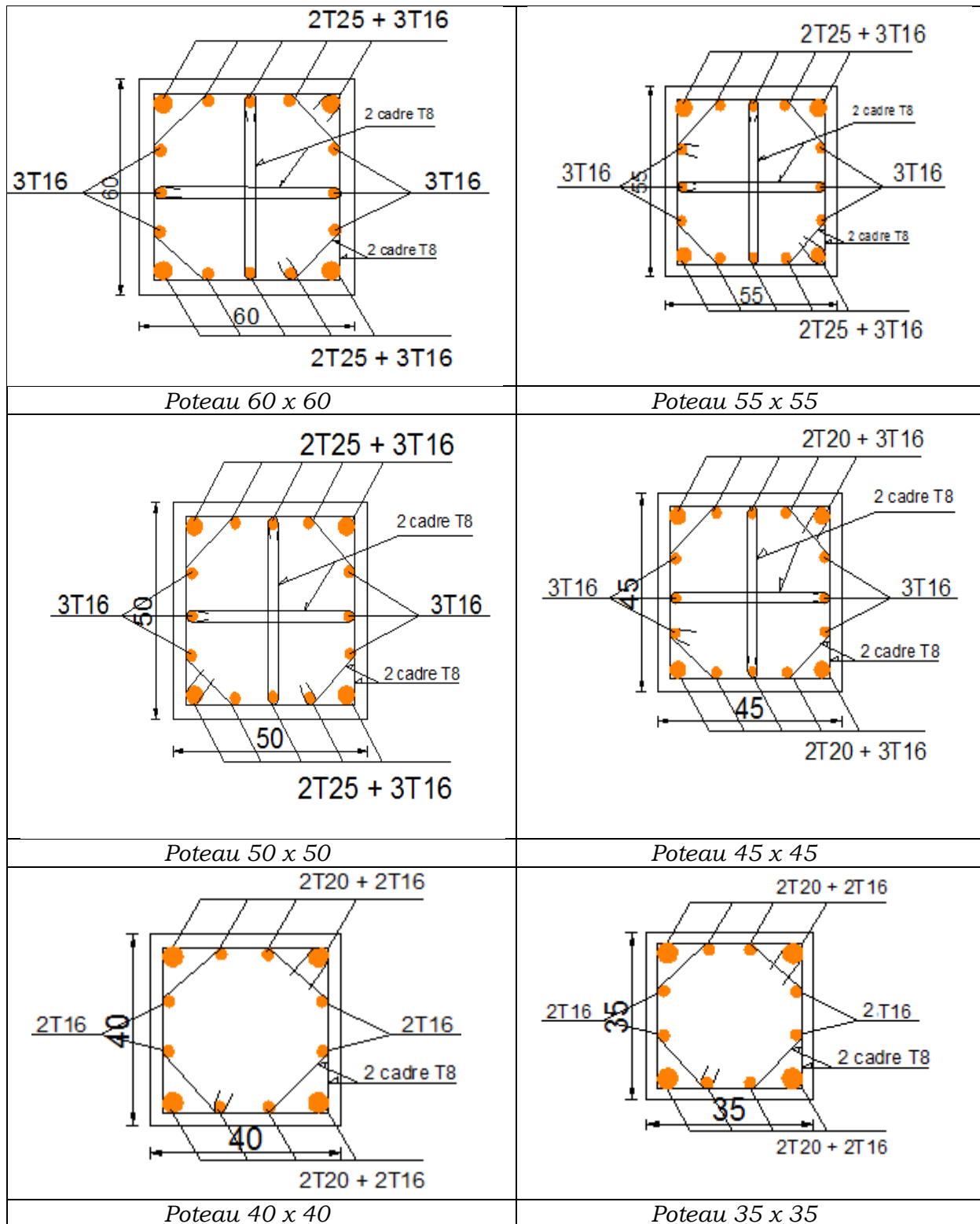


Figure V-3. **Schéma de Ferrailage des poteaux.**

3 FERRAILAGE DES POUTRES

3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

3.2 Les Combinaisons de Charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":
 - $0.8 G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

3.3 Recommandations des règlements

Selon [3] 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 50Φ (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: $A_t = 0.003 St . L$

L: 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.

φ : 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:

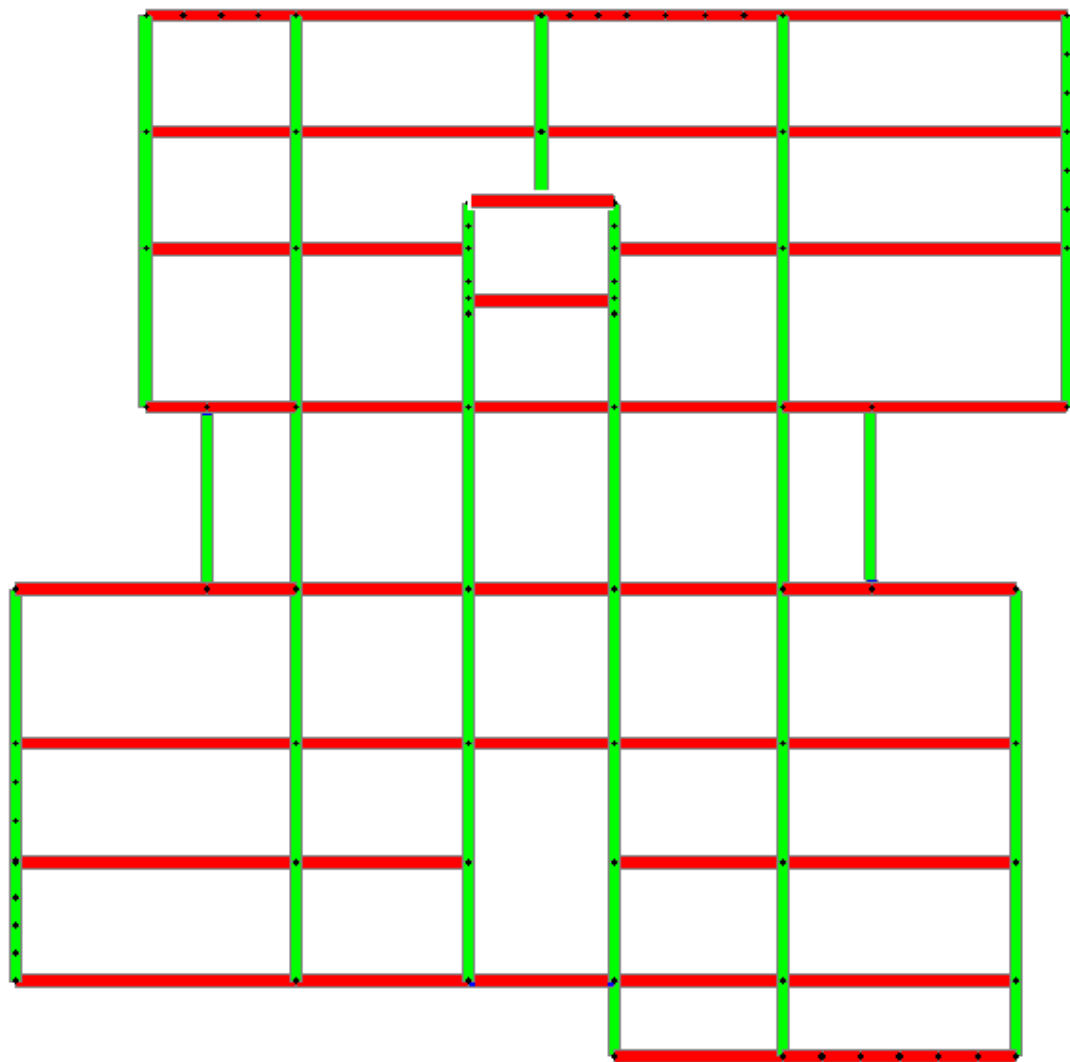
- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

3.4 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel *SAP 2000*.

On dispose de 3 types de poutres :

- Poutre porteuse 30 x 65 (cm²)
- Poutre non porteuse 30 x 55 (cm²)



Poutre porteuse	
Poutre non porteuse	

Figure V-4. **Disposition des Poutres.**

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.

Remarque

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure.

A_s' : représente les armatures de la fibre supérieure.

1. Poutre porteuse (30x 65)

a. Situation durable 1,35G+1,5Q

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kNm)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s min (cm²)</i>
8 ^{ème}	30x65	Travée	186.07	9,56	0	9.75
		Appui	-167.27	0	8,52	9.75
7 ^{ème}	30x65	Travée	124.18	6,22	0	9.75
		Appui	-145.01	0	7,32	9.75
6 ^{ème}	30x65	Travée	119.64	5,98	0	9.75
		Appui	-144.52	0	7,30	9.75
5 ^{ème}	30x65	Travée	113.44	5,66	0	9.75
		Appui	-150.16	0	7,60	9.75
4 ^{ème}	30x65	Travée	107.61	5.36	0	9.75
		Appui	-154.80	0	7,85	9.75
3 ^{ème}	30x65	Travée	103	5,12	0	9.75
		Appui	-157.33	0	7,99	9.75
2 ^{ème}	30x65	Travée	98.71	4,90	0	9.75
		Appui	157.20	0	7,98	9.75
1 ^{er}	30x65	Travée	95.22	4,72	0	9.75
		Appui	-156.71	0	7,95	9.75
RDC	30x65	Travée	93.74	4,64	0	9.75
		Appui	-157.51	0	8,00	9.75

Tableau V-11. **Ferrailage des Poutres 30x65 (Situation Durable).**

b. Situation accidentelle G+Q±E

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_s min (cm²)
8^{ème}	30x65	Travée	174.38	7,63	0	9.75
		Appui	-271.50	0	12,24	9.75
7^{ème}	30x65	Travée	224.77	9,94	0	9.75
		Appui	-300.13	0	13,66	9.75
6^{ème}	30x65	Travée	247.57	11,07	0	9.75
		Appui	-317.29	0	14,53	9.75
5^{ème}	30x65	Travée	263.95	11,87	0	9.75
		Appui	-325.06	0	14,92	9.75
4^{ème}	30x65	Travée	270.69	12,20	0	9.75
		Appui	-324.87	0	14,91	9.75
3^{ème}	30x65	Travée	265.76	11,96	0	9.75
		Appui	-312.20	0	14,27	9.75
2^{ème}	30x65	Travée	239.50	10,69	0	9.75
		Appui	-285.50	0	12,93	9.75
1^{er}	30x65	Travée	198.1	8,72	0	9.75
		Appui	-242.76	0	10,84	9.75
RDC	30x65	Travée	120.06	5,17	0	9.75
		Appui	-178.35	0	7,81	9.75

Tableau V-12 .**Ferrailage des Poutres 30x65 (Situation Accidentelle).**

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_s min (cm²)
8^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	188.58	8,28	0	9.75
		<i>Appui</i>	-257.008	0	11,53	9.75
7^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	258.1	11,58	0	9.75
		<i>Appui</i>	-284.33	0	12,87	9.75
6^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	250.81	11,23	0	9.75
		<i>Appui</i>	-300.21	0	13,66	9.75
5^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	266.96	12,02	0	9.75
		<i>Appui</i>	-308.04	0	14,06	9.75
4^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	273.72	12,35	0	9.75
		<i>Appui</i>	-307.47	0	14,03	9.75
3^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	268.75	12,10	0	9.75
		<i>Appui</i>	-294.96	0	13,40	9.75
2^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	242.94	10,85	0	9.75
		<i>Appui</i>	-267.85	0	12,06	9.75
1^{er}	30x65	<i>Travée</i>	201.79	8,90	0	9.75
		<i>Appui</i>	-225.39	0	10,01	9.75
RDC	30x65	<i>Travée</i>	124.88	5,38	0	9.75
		<i>Appui</i>	-155.70	0	6,77	9.75

Tableau V-13. **Ferrailage des Poutres 30x65 (Situation Accidentelle).**

2. Poutre non porteuse (30x 55)**a. Situation durable 1,35G+1,5Q**

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_S min (cm²)
8^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	217.67	14,22	0	8.25
		<i>Appui</i>	-142.45	0	8,65	8.25
7^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	184.07	11,46	0	8.25
		<i>Appui</i>	-126.50	0	7,61	8.25
6^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	181.69	11,30	0	8.25
		<i>Appui</i>	-127.51	0	7,67	8.25
5^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	176.66	10,95	0	8.25
		<i>Appui</i>	-133.83	0	8,08	8.25
4^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	158.33	9,70	0	8.25
		<i>Appui</i>	-138.21	0	8,37	8.25
3^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	166.44	10,25	0	8.25
		<i>Appui</i>	-141.18	0	8,56	8.25
2^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	161.09	9,89	0	8.25
		<i>Appui</i>	-135.28	0	8,18	8.25
1^{er}	30x55	<i>Travée</i>	157	9,61	0	8.25
		<i>Appui</i>	-146.94	0	8,94	8.25
RDC	30x55	<i>Travée</i>	161.29	9,90	0	8.25
		<i>Appui</i>	-146.69	0	8,93	8.25

Tableau V-14. **Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Durable).**

b. Situation accidentelle G+Q±E

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_{s min} (cm²)
8^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	198.88	10,56	0	8.25
		<i>Appui</i>	-174.11	0	9,14	8.25
7^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	149.72	7,78	0	8.25
		<i>Appui</i>	-208.10	0	11.36	8.25
6^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	160.61	8,38	0	8.25
		<i>Appui</i>	-235.95	0	12,75	8.25
5^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	188.73	9,98	0	8.25
		<i>Appui</i>	-261.42	0	14,30	8.25
4^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	283.56	15,69	0	8.25
		<i>Appui</i>	-275.27	0	15,17	8.25
3^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	208.28	11,37	0	8.25
		<i>Appui</i>	-258.25	0	14,11	8.25
2^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	214.24	11,73	0	8.25
		<i>Appui</i>	-269.85	0	14,83	8.25
1^{er}	30x55	<i>Travée</i>	222.26	11,93	0	8.25
		<i>Appui</i>	-264.90	0	14,52	8.25
RDC	30x55	<i>Travée</i>	150.54	7,82	0	8.25
		<i>Appui</i>	-194.09	0	10,28	8.25

Tableau V-15. **Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).**

c. Situation accidentelle 0.8G±E

Etage	Section (cm²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm²)	A_s' (cm²)	A_s min (cm²)
8^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	144.31	7,48	0	8.25
		<i>Appui</i>	-148.79	0	7,73	8.25
7^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	126.26	6,50	0	8.25
		<i>Appui</i>	-179.20	0	9,43	8.25
6^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	150.23	7,81	0	8.25
		<i>Appui</i>	-206.18	0	10,98	8.25
5^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	172.89	9,07	0	8.25
		<i>Appui</i>	-232.13	0	12,52	8.25
4^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	216.88	14,16	0	8.25
		<i>Appui</i>	-276.18	0	15,22	8.25
3^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	220.75	11,84	0	8.25
		<i>Appui</i>	-270.85	0	14,89	8.25
2^{ème}	30x55	<i>Travée</i>	227.96	12,27	0	8.25
		<i>Appui</i>	-271.17	0	14,91	8.25
1^{er}	30x55	<i>Travée</i>	215.09	11,51	0	8.25
		<i>Appui</i>	-250.51	0	13,63	8.25
RDC	30x55	<i>Travée</i>	156.77	8,17	0	8.25
		<i>Appui</i>	-179.91	0	9,47	8.25

Tableau V-16. **Ferrailage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).**

a- Choix des armatures

○ Poutre porteuse (30x 65)

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>A_S max (Z.C)(cm²)</i>	<i>A_S max (Z.R)(cm²)</i>	<i>A_S min (cm²)</i>	<i>A_S cal (cm²)</i>	<i>Choix des armatures</i>	<i>A_S adopté (cm²)</i>
8^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	9.56	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				12.24	4T20+2T14	15.64
7^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	11,58	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				13.66	4T20+2T14	15.64
6^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	11,30	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				14.53	4T20+2T14	15.64
5^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	12,02	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				14.92	4T20+2T14	15.64
4^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	12,35	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				14.91	4T20+2T14	15.64
3^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	12,10	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				14.27	4T20+2T14	15.64
2^{ème}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	10,85	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				12.93	4T20+2T14	15.64
1^{er}	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	8,90	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				10.84	4T20+2T14	15.64
RDC	30x65	<i>Travée</i>	78	117	9.75	5,38	4T20	12,57
		<i>Appui</i>				8.00	4T20+2T14	15.64

Tableau V-17. **Choix des Armatures pour les Poutres 30x 65.**

○ **Poutre non porteuse (30x 55)**

Etage	Section (cm²)	Position	A_s max (Z.C)(cm²)	A_s max (Z.R)(cm²)	A_s min (cm²)	A_s cal (cm²)	Choix des armatures	A_s adopté (cm²)
8^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	9.1	4T20	12.57
		Appui				14,22	4T20+2T14	15.64
7^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	11,46	4T20	12.56
		Appui				11.36	4T20+2T14	15.64
6^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	11,30	4T20	12.56
		Appui				12.75	4T20+2T14	15.64
5^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	10,95	4T20	12.56
		Appui				14.30	4T20+2T14	15.64
4^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	14,16	4T20+2T14	15.64
		Appui				15.22	4T20+2T14	15.64
3^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	12,13	4T20	12.56
		Appui				14.89	4T20+2T14	15.64
2^{ème}	30x55	Travée	60	90	8.25	12,27	4T20	12.56
		Appui				14.91	4T20+2T14	15.64
1^{er}	30x55	Travée	60	90	8.25	11,93	4T20	12.56
		Appui				14.52	4T20+2T14	15.64
RDC	30x55	Travée	60	90	8.25	9,90	4T20	12.56
		Appui				10.28	4T20+2T14	15.64

Tableau V-18. **Choix des Armatures pour les Poutres 30x55.****3.5 Condition de Non Fragilité**

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 (cm²)	A_s choisi (cm²)	A_s min(cm²)	Vérification
30 x 65	12,57	2.11	Vérifiée
30 x 55	12,57	1.79	Vérifiée

Tableau V-19. **Vérification de la Condition de Non Fragilité.**

3.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton [1]

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

Acier [1]

peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
8 ^{ème} -RDC	PP 30x65	Travée	126.09	6.9	15	183.7	201.06	vérifier
		Appui	-140.45	7.6		172.5		vérifier
	PNP 30x55	Travée	106.54	8,1	15	191,0	201.06	vérifier
		Appui	-159.55	10.1		-210,5		non vérifier

Tableau V-20. **Vérification des Poutres à l'ELS**

Remarque : les poutres qui ne vérifient pas la condition des contraintes sont celles des poutres de 4^{ème} étage

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
4 ^{ème}	PNP 30x55	Travée	4T20=12,57	8,1	15	191,0	201.06	Ok
		Appui	4T20+2T16=16,58	10,8		199,2		

Tableau VI-21. **Correction des Contraintes dans les Poutres à l'ELS.**

3.7 Vérification Thermique

Le règlement C.B.A.93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m, ou bien de prévoir un joint de dilatation. [10]

Il convient de fixer les valeurs des variations de température réellement subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle. Les dilatations linéaires peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à 10^{-5} . [1]

Selon le C.B.A.93, les variations uniformes de température sont les suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : [35° C, 15° C].
- Pour le proche et le moyen Sud : [45° C, 20° C].
- Pour l'extrême Sud : [+ 50° C, 30° C]. [10]

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

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 :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

Avec :
$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

ΔL : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20c^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=10818,87MPa$).

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201.06.MPa \end{cases}$$

Les poutres de rive sont

Etage	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ (MPa)	σ _{bc+σ} (MPa)	σ _{bc^{add}} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{s^{add}} (MPa)	Vérif
8 ^{ème} -RDC	PP 30x65	Travée	113.84	6,2	2,16	8.36	15	166	201.06	vérifier
		Appui	-136.09	6,9	2,16	9.06		161.4		vérifier
	PNP 30x55	Travée	65.06	4,8	2,16	6.96	15	94,9	201.06	vérifier
		Appui	-93.92	6,3	2,16	8.46		105.4		vérifier

Tableau V-22. **Vérification thermique des poutres à l'E.L.S.**

3.8. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

1. 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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Niveau	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _{u BAEL add} (MPa)	Vérification
8 ^{ème} - RDC	PP- 30x65	192.21	1.095	2,5	Ok
	PNP 30x55	198.22	1.33	2,5	Ok

Tableau V-23. **Vérification de la Contrainte de Cisaillement**

2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e=400$ MPa).

Selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Selon [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _t (mm)	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
8 ^{ème}	Pp 30x65	192.21	1.095	40	20 et 16	15	25	15	20	1,8	1,64	4T10
RDC	PNP 30x55	198.22	1.33	40	20 et 16	15	35	15	20	1,8	1.98	4T10

Tableau V-24. Calcul des Armatures Transversales.

3.9. Recouvrement des Armatures Longitudinales

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm

3.10. Vérification de la flèche [1]

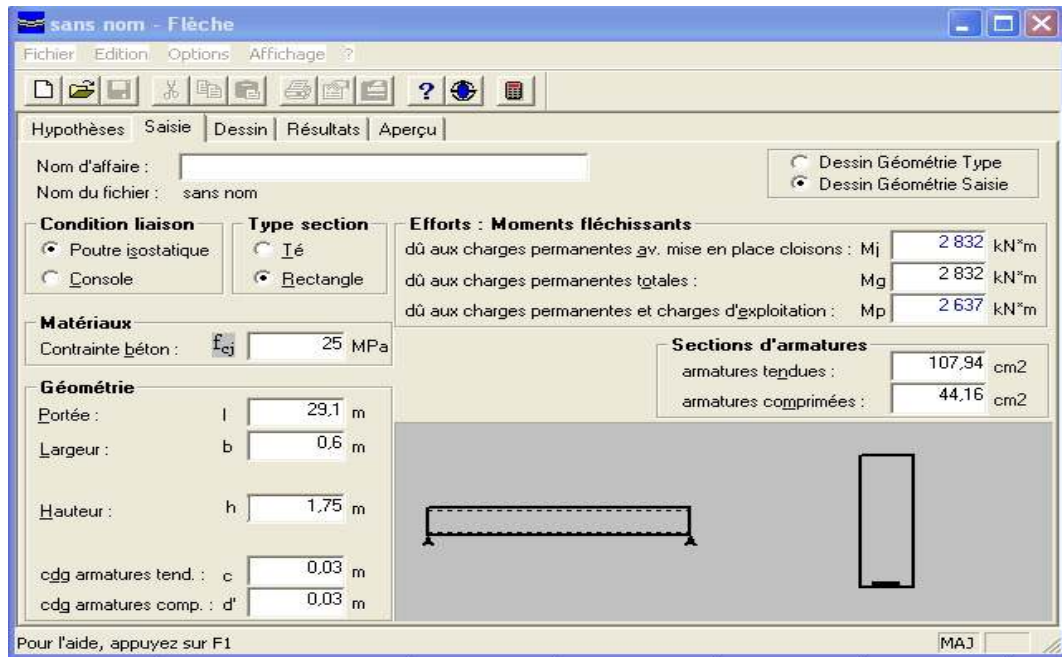
On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*.

Exemple qui illustre les étapes de calcul :

• Insertion des données



• Résultat

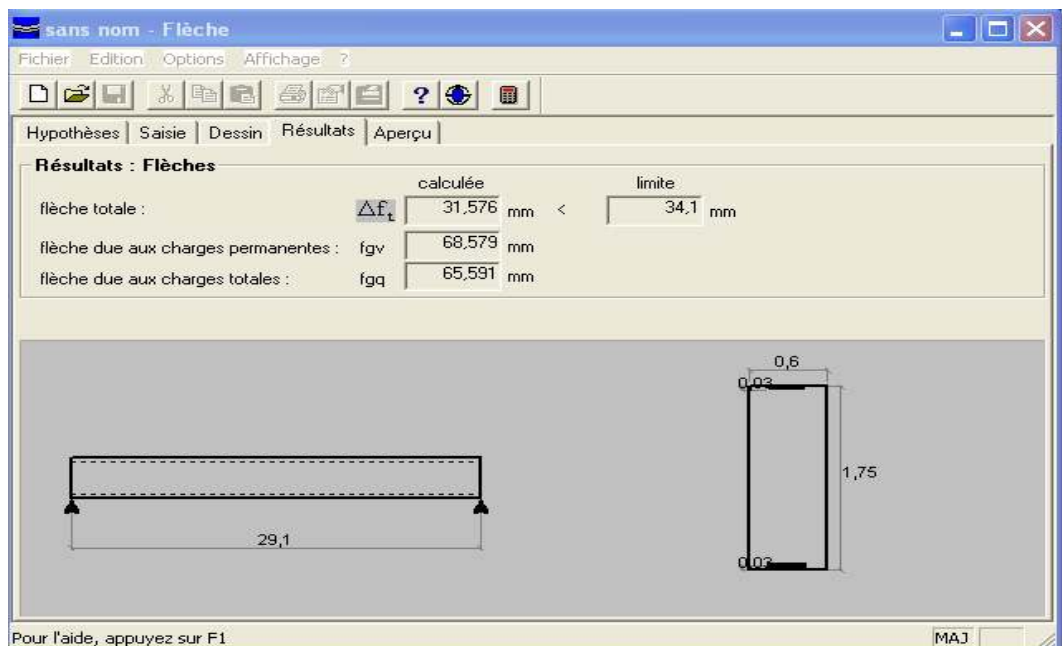


Figure V-5. *exemple de calcul.*

Niveaux	Section (cm²)	f (mm)	f^{add} (mm)	observation
8^{ème} -RDC	<i>Pp 30x65</i>	7,09	11.7	<i>Vérifier</i>
	<i>PNP30x55</i>	6.29	11	<i>Vérifier</i>

Tableau V-25. **Vérification de la Flèche des Poutres.**

- **Armature de Peau**

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau. Ces armatures sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. **[C.B.A.93]**

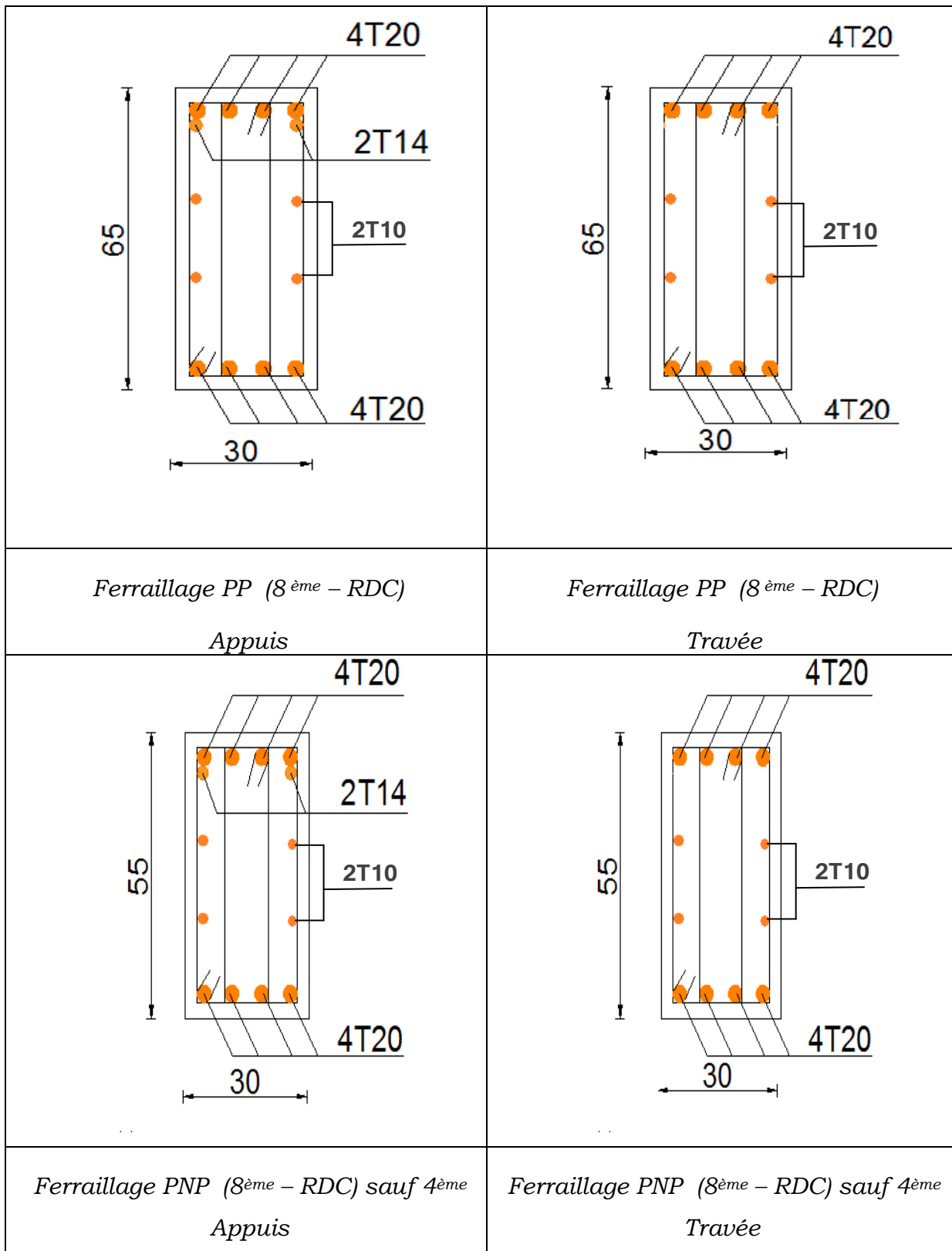


Figure V-6 **Schéma de Ferraillage des Poutres.**

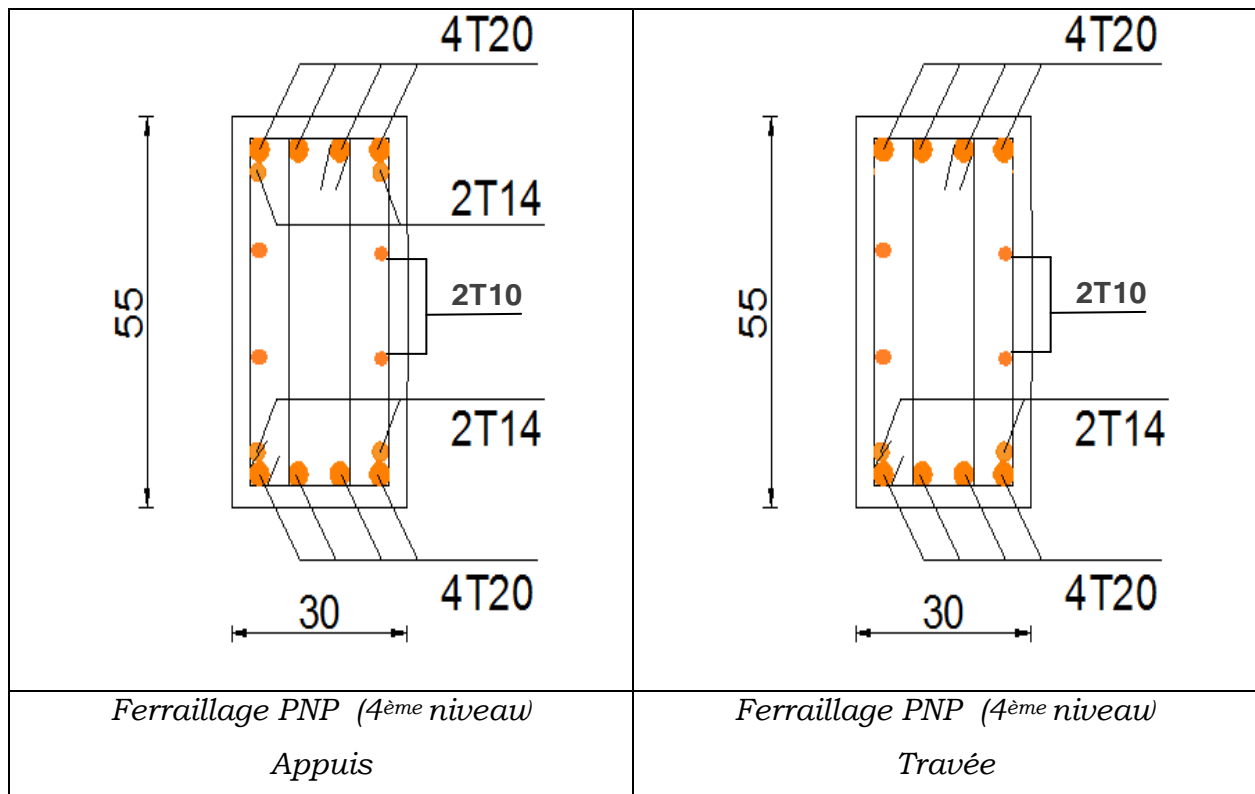


Figure V-7 **Schéma de Ferraillage des Poutres.**

4. FERRAILAGE DES VOILES

4.1 GENERALITES ^[11]

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.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- 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.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion

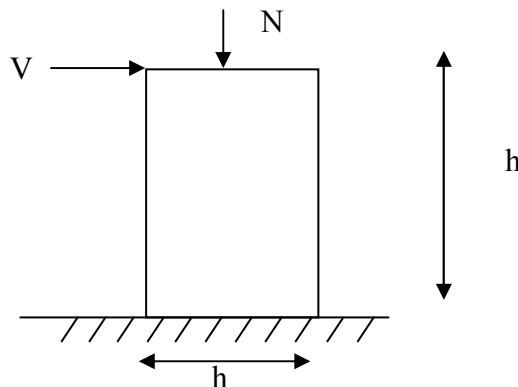
composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. [7]

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES : [12]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée 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 ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_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.

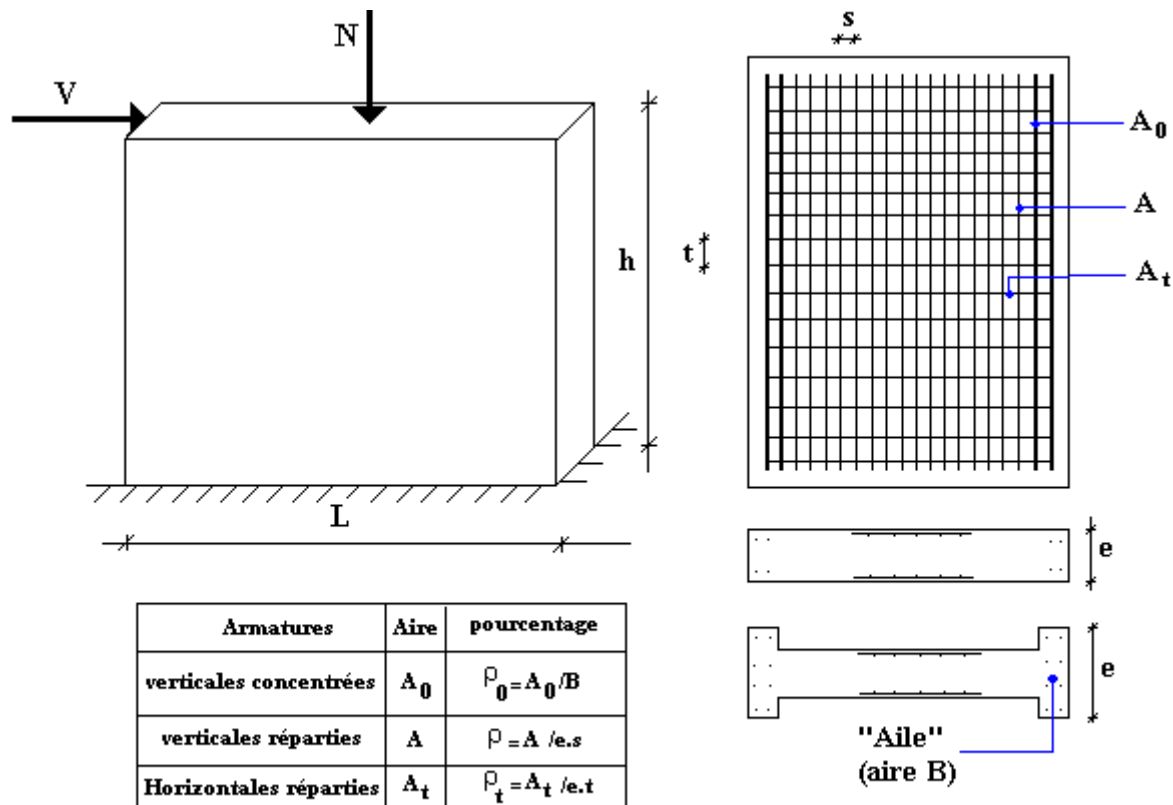


Figure V.8 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLlicitATIONS NORMALES [12]

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

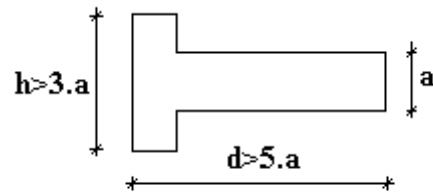


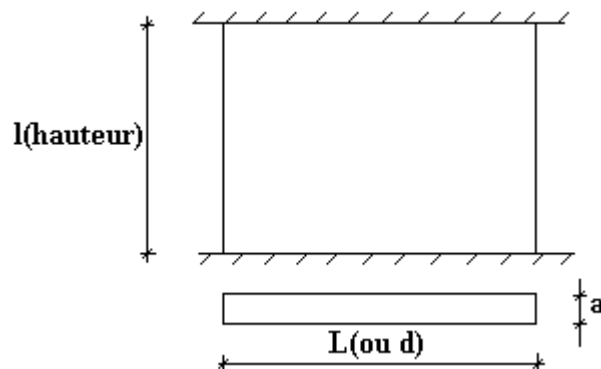
Figure V.9 : Définition de l'élément mur

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 :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
<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 V.27: Valeurs de (l_f/l)

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :^[11]

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 α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [8].

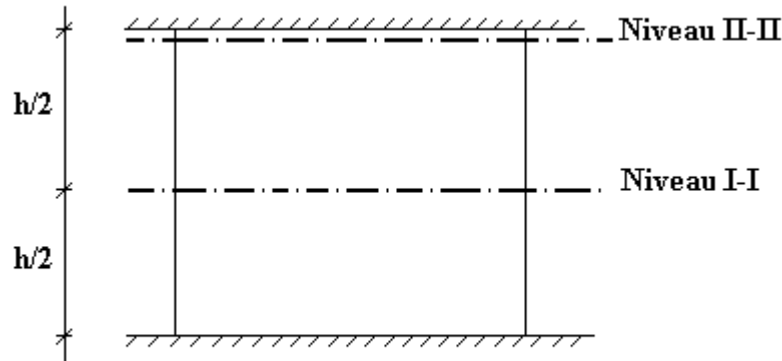
	Notation	Unités	Voiles armés verticalement t	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.28 : **Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$**

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification : [6]



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 : [11]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400 \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.29 : **Aciers verticaux et horizontaux**

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_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) ^{[11], [12]}

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12mm$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15\phi_l$	6mm
$20mm < \phi_l$		8mm

Tableau V.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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux ^[12]

4.4.1. 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).

4.4.2 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 (σ) 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 :

$$A_s = \text{Max}(\text{Min } \mathbf{BAEL} ; \text{Min } \mathbf{RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_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.

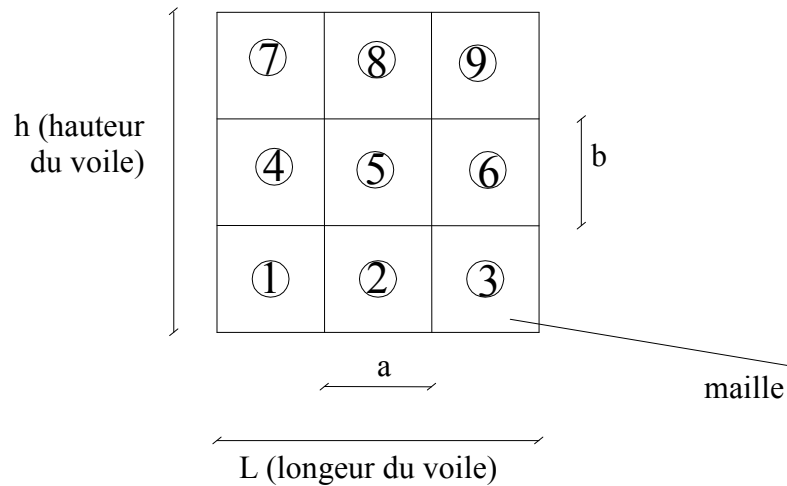


Figure V.10: **Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.**

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.

4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

4.4.5. 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 0,15%.

- 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 0,15 % 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 15cm.

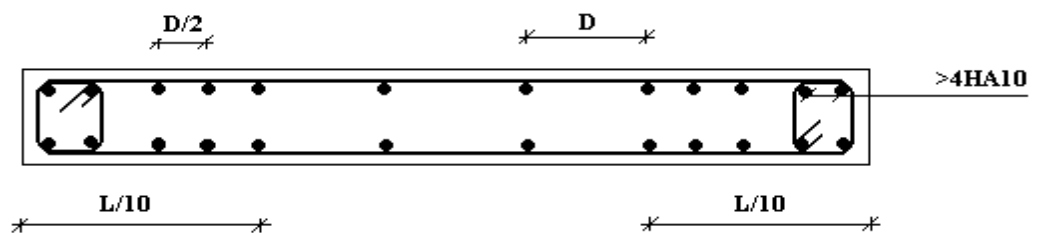


Figure V.11 : **Disposition des Armatures verticales dans les voiles**

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . 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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ 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 (voile V1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 5,75 \text{ m}$$

$$a = 0,15 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 6 mailles horizontales de même longueur $L_i = 0,958 \text{ m}$ et de section

$$S_i = L_i \cdot a.$$

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de $3,4$ d'où la hauteur libre est égale à :

$$\blacksquare \quad h_e = 3,4 - 0,55 = 2,85 \text{ m} \quad (0,55 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

	Unit é	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	<i>m</i>	$2.85 \times 0,85 = 2,42$	$0,8 \times 2.85 = 2,28$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 55.88$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 52.65$
Coefficient α		0,48	0.541
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	<i>M²</i>	$(\alpha - 0,02) = (0,15 - 0,02) = 0.13$	$(\alpha - 0,02)1 = (0,15 - 0,02)1 = 0.13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	<i>MPa</i>	$\sigma_{bna} = 0,48 \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 10.04.MPa$	$\sigma_{ba} = \frac{0,541}{1 \times 0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 11,53.MPa$

Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 11,53 MPa$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,15) (0,958) m^2$

$A_s = 1.42 cm^2$

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5	6
Dimensions (m²) (a*li) = S_j	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143	0.143
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	4.1	2.8	0.9	0.24	1.34	3.7
Force de traction F_t(MN) = σ_jS_j	0.586	0,4	0.128	0.034	0.191	0.529
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ_s= 1)	14.65	10	3.2	0.85	4.77	13.22
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1%S_{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 %S_{béton}	1.43 2.145	1.43 2.145	1.43 2.145	1.43 2.145	1.43 2.145	1.43 2.145
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i: espacement (Cm)	2 x 7T12 = 15.83 $\frac{95.8}{6} = 15$	2 x 7T10 = 10.98 $\frac{95.8}{6} = 15$	2 x 7T8 = 7.04 $\frac{95.8}{6} = 15$	2 x 7T8 = 7.04 $\frac{95.8}{6} = 15$	2 x 7T8 = 7.04 $\frac{95.8}{6} = 15$	2 x 7T12 = 15.83 $\frac{95.8}{6} = 15$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 22.5 cm	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.32 : Calcul des armatures verticales de l'exemple

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [2]**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,51 (150)(958)}{400} 1,4 = 835 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 8.35 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 22,5 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,51) (150) (225)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (15,83) = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (15)(95,8) = 2,155 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 10,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T10 = 10,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{712,5}{6} = 118,75 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 118,75 \text{ mm} < S_{t \min} = 225 \text{ mm}$... vérifié

5. PRESENTATION DES RESULTATS

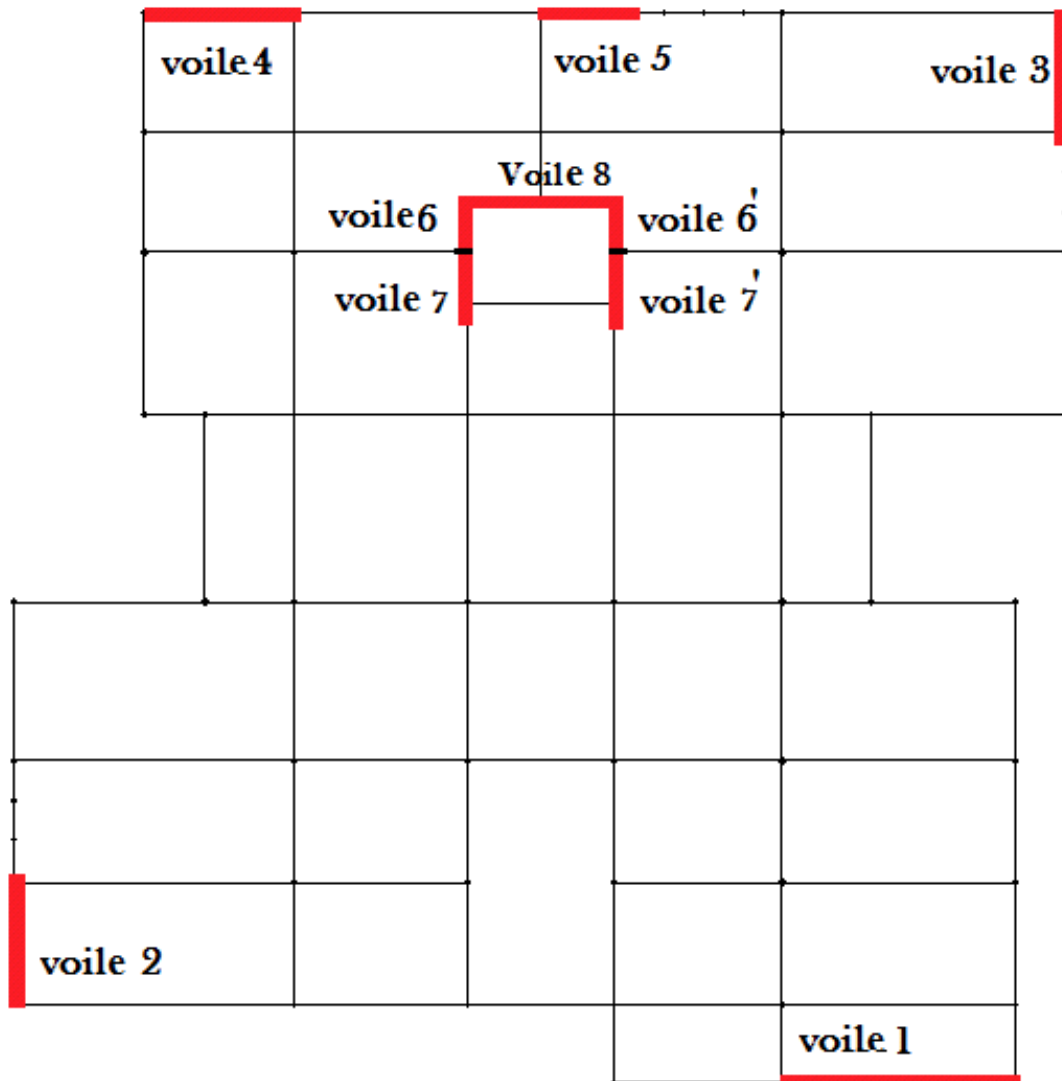


FIGURE V.12 : **Disposition des voiles**

	e (cm)	L_i (m)	L_{voile} (m)
Voile 1	15	0.958	5.75
Voile 2	15	0.75	2.25
Voile 3	15	0.7	2.1
Voile 4	15	0.925	3.7
Voile 5	15	0.7	2.1
Voile 6 Voile 6'	15	0.57	1.15
Voile 7 Voile 7'	15	0.825	1.65
Voile 8	15	0.9	3.6

Tableau V.33 : **Caractéristiques des voiles**

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

- **Armature verticale de traction**

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm²)
RDC - 2 ^{ème}	1	0.1437	4.1	0.589	14.72	1,024	2 x 6T14	18.46
	2	0.1437	2.8	0.402	10.05	0,69	2 x 5T12	11.3
	3	0.1437	0.9	0.129	3.23	0,22	2 x 5T10	7.84
	4	0.1437	0.24	0.034	2.874	0,2	2 x 5T10	7.84
	5	0.1437	1.34	0.192	4.81	0,33	2 x 5T10	7.84
	6	0.1437	3.7	0.531	13.29	0,92	2 x 6T12	13.57
3 ^{ème} - 5 ^{ème}	1	0.1437	2.5	0.359	8.98	0,62	2 x 6T10	9.42
	2	0.1437	1.1	0.158	3.95	0,27	2 x 5T10	7.84
	3	0.1437	-0.3	/	/	/	/	/
	4	0.1437	-0.6	/	/	/	/	/
	5	0.1437	-0.4	/	/	/	/	/
	6	0.1437	1.0	0.143	3.54	0,24	2 x 5T10	7.84
6 ^{ème} - 8 ^{ème}	1	0.1437	1.3	0.186	4.67	0,32	2 x 5T10	7.84
	2	0.1437	0.7	0.1	2.87	0,199	2 x 5T10	7.84
	3	0.1437	-0.4	/	/	/	/	/
	4	0.1437	-0.5	/	/	/	/	/
	5	0.1437	0.9	0.129	3.23	0,22	2 x 5T10	7.84
	6	0.1437	1.15	0.165	4.13	0,28	2 x 5T10	7.84

Tableau V.34 : **Calcul des armatures du voile (V1)**

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC	1	0.1125	3.0	0.337	8.43	0,74	2 x 5T12	11.3
-	2	0.1125	-1.6	/	/	/	/	/
2 ^{ème}	3	0.1125	-1.11	/	/	/	/	/
3 ^{ème}	1	0.1125	2.5	0.281	7.03	0,62	2 x 5T10	7.85
-	2	0.1125	1.1	0.123	3.09	0,27	2 x 5T08	5.03
5 ^{ème}	3	0.1125	0.76	0.08	2.25	0,2	2 x 5T08	5.03
6 ^{ème}	1	0.1125	2.8	0.31	7.84	0,69	2 x 5T10	7.85
-	2	0.1125	2.7	0.303	7.59	0,67	2 x 5T10	7.85
8 ^{ème}	3	0.1125	2	0.225	5.62	0,49	2 x 5T10	7.85

Tableau V.35: **Calcul des armatures du voile (V2)**

+Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (Mpa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC	1	0.105	1.2	0.126	3.15	0,3	2 x 5T08	5.02
-	2	0.105	0.7	0.073	2.1	0,2	2 x 5T08	5.02
2 ^{ème}	3	0.105	3.35	0.351	8.79	0,83	2 x 5T12	11.3
3 ^{ème}	1	0.105	1.016	0.106	2.66	0,25	2 x 5T08	5.02
-	2	0.105	-1.08	/	/	/	/	/
5 ^{ème}	3	0.105	2.1	0.220	5.51	0,52	2 x 5T10	7.85
6 ^{ème}	1	0.105	1.1	0.1155	2.88	0,27	2 x 5T08	5.02
-	2	0.105	1.8	0.189	4.72	0,44	2 x 5T08	5.02
8 ^{ème}	3	0.105	2.2	0.231	5.75	0,54	2 x 5T10	7.85

Tableau V.36 : **Calcul des armatures du voile (V3)**

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC	1	0.138	1.3	0.180	4.50	0,42	2 x 6T08	6.036
-	2	0.138	-0.8	/	/		/	/
2 ^{ème}	3	0.138	-0.6	/	/		/	/
	4	0.138	2.6	0.360	9.01	0,85	2 x 6T10	9.42
3 ^{ème}	1	0.138	-0.9	/	/		/	/
-	2	0.138	-1.1	/	/	/	/	/
5 ^{ème}	3	0.138	-0.7	/	/	/	/	/
	4	0.138	0.8	0.111	2.77	0,262	2 x 6T08	6.036
6 ^{ème}	1	0.138	1.1	0.152	3.81	0,36	2 x 5T10	7.85
-	2	0.138	-0.4	/	/	/	/	/
8 ^{ème}	3	0.138	-0.35	/	/	/	/	/
	4	0.138	0.6	0.08	2.77	0,26	2 x 6T08	6.036

Tableau V.37 : Calcul des armatures du voile (V4)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC	1	0.105	1.07	0.112	2.8	0,26	2 x 5T10	7.85
-	2	0.105	-2.19	/	/	/	/	/
2 ^{ème}	3	0.105	-2.5	/	/	/	/	/
3 ^{ème}	1	0.105	1.2	0.126	3.15	0,3	2 x 5T08	5.02
-	2	0.105	-2.02	/	/	/	/	/
5 ^{ème}	3	0.105	1.6	0.168	4.2	0,4	2 x 5T10	7.85
6 ^{ème}	1	0.105	1.01	0.106	2.65	0,25	2 x 5T08	5.02
-	2	0.105	0.8	0.084	2.1	0,2	2 x 5T08	5.02
8 ^{ème}	3	0.105	1.15	0.120	3.01	0,28	2 x 5T10	7.85

Tableau V.38 : Calcul des armatures du voile (V5)

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC -	1	0.085	4.1	0.35	8.76	1,024	2 x 4T12	9.04
	2	0.085	2.8	0.239	5.98	0,70	2 x 4T10	6.28
3 ^{ème} -	1	0.085	1.3	0.111	2.78	0,32	2 x 4T10	6.28
	2	0.085	0.5	0.042	1.71	0,2	2 x 4T10	6.28
6 ^{ème} -	1	0.085	0.7	0.059	1.71	0,2	2 x 4T10	6.28
	2	0.085	0.75	0.064	1.71	0,2	2 x 4T10	6.28

Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V6, V6')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)
RDC -	1	0.123	3.3	0.408	10.20	0,82	2 x 5T12	11.3
	2	0.123	3	0.37	9.28	0,74	2 x 6T10	9.42
3 ^{ème} -	1	0.123	1.3	0.160	4.02	0,32	2 x 5T08	5.03
	2	0.123	1.8	0.222	5.56	0,45	2 x 5T10	9.42
6 ^{ème} -	1	0.123	1.5	0.185	4.64	0,37	2 x 5T08	5.03
	2	0.123	1.78	0.220	5.50	0,45	2 x 5T10	9.42

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V7, V7')

Hauteur (m)	Maille	S_i (m²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm²)	As/B (%)	Le choix	A_{vadopté} (cm²)	
RDC -	1	0.135	4.08	0.55	13.77	1,02	2 x 5T14	15.39	
	2 ^{ème}	2	0.135	3.2	0.43	10.8	0,8	2 x 6T12	13.56
		3	0.135	3.11	0.41	10.49	0,78	2 x 6T12	13.56
		4	0.135	3.8	0.513	12.85	0,95	2 x 6T12	13.56
3 ^{ème} -	1	0.135	1.93	0.26	6.51	0,48	2 x 5T10	7.84	
	5 ^{ème}	2	0.135	1.55	0.209	5.23	0,38	2 x 6T08	6.036
		3	0.135	1.14	0.153	3.84	0,28	2 x 6T08	6.036
		4	0.135	0.44	0.059	2.7	0,2	2 x 6T08	6.036
6 ^{ème} -	1	0.135	0.6	0.081	2.7	0,2	2 x 5T08	5.03	
	8 ^{ème}	2	0.135	1.8	0.24	6.075	0,45	2 x 6T08	6.036
		3	0.135	2.5	0.337	8.43	0,62	2 x 6T10	9.42
		4	0.135	1.54	0.207	5.19	0,38	2 x 6T08	6.036

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V8)

Amature de joint de bétonnage (acier de couture)

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur au milieu de la maile)

Hauteur (m)	zone	τ_u' (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(cm^2)$	Le choix	$A_{adopté}(cm^2)$
V1	1	2,114	8.35	2 x 4T12	9.05
	2	1,96	7.74	2 x 5T10	7.85
	3	1,26	4.97	2 x 4T10	6.28
V2	1	1,26	3.89	2 x 4T10	6.28
	2	1,12	3.46	2 x 4T10	6.28
	3	0,84	2.60	2 x 4T10	6.28
V3	1	0,7	2.02	2 x 4T10	6.28
	2	1,89	5.47	2 x 4T10	6.28
	3	2,24	6.48	2 x 5T10	7.85
V4	1	2,1	8.012	2 x 4T12	9.05
	2	1,05	4.06	2 x 4T10	6.28
	3	0,56	2.013	2 x 4T10	6.28
V5	1	2,66	7.68	2 x 5T10	7.85
	2	1,68	4.85	2 x 4T10	6.28
	3	1,4	4.04	2 x 4T10	6.28
V6,V6'	1	2,24	5.26	2 x 4T10	6.28
	2	2,1	4.93	2 x 4T10	6.28
	3	1,68	3.95	2 x 4T10	6.28
V7,V7'	1	1,82	6.19	2 x 4T10	6.28
	2	1,68	5.71	2 x 4T10	6.28
	3	0,91	3.09	2 x 4T10	6.28
V8	1	2,1	7.79	2 x 5T10	7.85
	2	1,96	7.27	2 x 5T10	7.85
	3	1,54	5.71	2 x 4T10	6.28

Tableau V.42 : **Calcul des aciers de couture des voiles**

- **Armature verticale de compression :**

$\sigma^{\max} = 2.66 < \sigma_{ba} = 11.53 \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min } \mathbf{BAEL} ; \text{min } \mathbf{RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$\mathbf{A}_{v \text{ cal}} = \mathbf{Max}(\mathbf{A}_{v \text{ RPA}} , \mathbf{A}_{v \text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Hauteur (m)	Li (m)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{adopté}(cm^2)$
V1	0.958	2.15	2 x 4T10	6.28
V2	0.75	1.68	2 x 4T10	6.28
V3	0.7	1.57	2 x 4T10	6.28
V4	0.925	2.08	2 x 4T10	6.28
V5	0.7	1.687	2 x 4T10	6.28

Tableau V.43 : **Calcul des aciers de compression.**

• **Aciers horizontaux**

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm²)	A_{h2} (cm²)	A_{h}^{min} (cm²)	A_h (cm²)	choix	A_h <i>adopté</i> (cm²)	S_t (cm)
VL1	RDC -2 ^{ème}	1,51	2,78	10,55	2,15	12,30	2 x 6T12	13,57	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,96	2,58	6,28	2,15	7,18	2 x 6T10	9,42	15
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,26	1,66	5,22	2,15	7,18	2 x 6T10	9,42	15
VL2	RDC -2 ^{ème}	1,26	1,66	7,53	1,68	7,53	2 x 6T10	9,42	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,12	1,47	5,23	1,68	5,62	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,84	1,10	5,23	1,68	5,62	2 x 5T10	7,85	20
VL3	RDC -2 ^{ème}	0,7	0,92	7,53	1,57	7,53	2 x 6T10	9,42	15
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,89	2,49	5,23	1,57	5,25	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	2,24	2,95	5,23	1,57	5,25	2 x 5T10	7,85	20
VL4	RDC -2 ^{ème}	2,1	2,76	6,28	2,07	6,93	2 x 5T10	7,85	20
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,05	1,38	4,024	2,07	6,93	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,56	0,73	5,23	2,07	6,93	2 x 5T10	7,85	20
VL5	RDC -2 ^{ème}	2,66	3,5	5,23	1,57	5,25	2 x 5T10	7,85	20
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,68	2,21	5,23	1,57	5,25	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,4	1,84	5,23	1,57	5,25	2 x 5T10	7,85	20
VL6	RDC -2 ^{ème}	2,24	2,95	6,026	1,27	6,02	2 x 5T10	7,85	20
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	2,1	2,76	4,18	1,27	4,275	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,68	2,21	4,18	1,27	4,275	2 x 5T10	7,85	20
VL7	RDC -2 ^{ème}	1,82	2,39	7,53	1,85	7,53	2 x 6T10	9,42	15,8 3
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,68	2,21	6,28	1,85	6,28	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	0,91	1,19	6,28	1,85	6,28	2 x 5T10	7,85	20
VL8	RDC -2 ^{ème}	2,1	2,76	10,26	2,08	10,26	2 x 5T12	11,3	20
	3 ^{ème} -5 ^{ème}	1,96	2,58	5,22	2,08	6,75	2 x 5T10	7,85	20
	6 ^{ème} -8 ^{ème}	1,54	2,03	6,28	2,08	6,75	2 x 5T10	7,85	20

Tableau V.44 : **Calcul des aciers horizontaux des voiles**

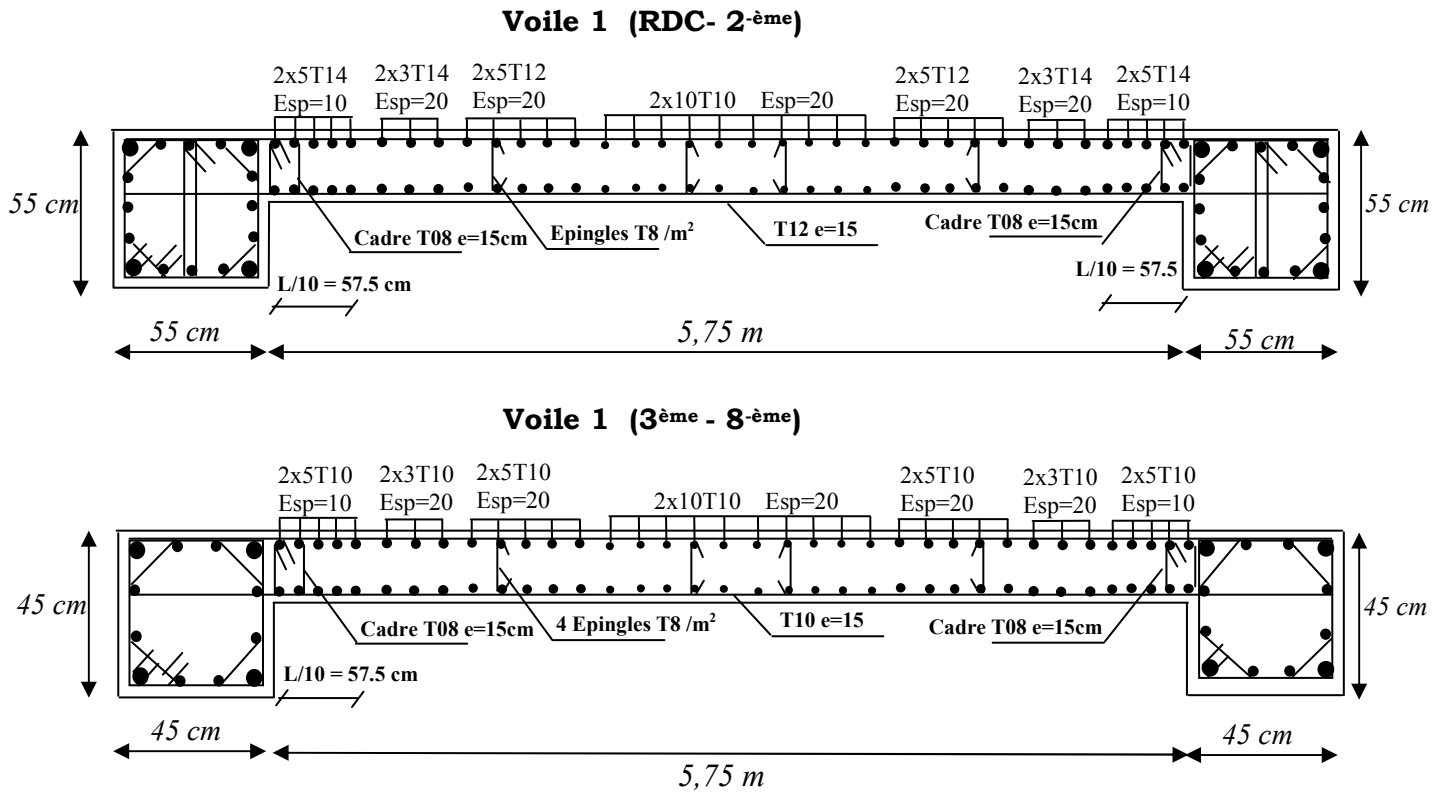


Figure V.13 : Ferrailage Voile 1

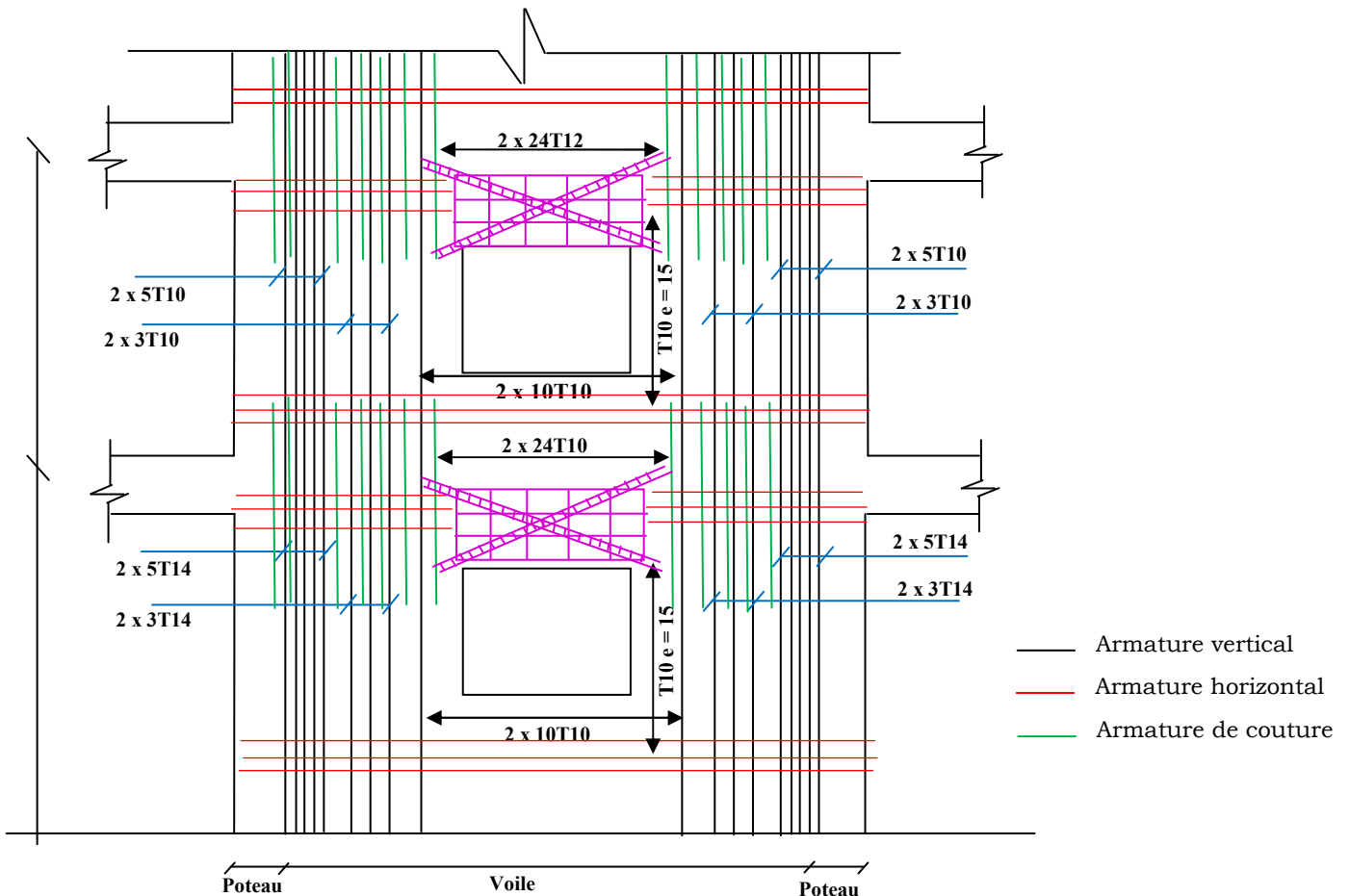


Figure V.14 : Détail De Ferrailage Voile 1 en élévation

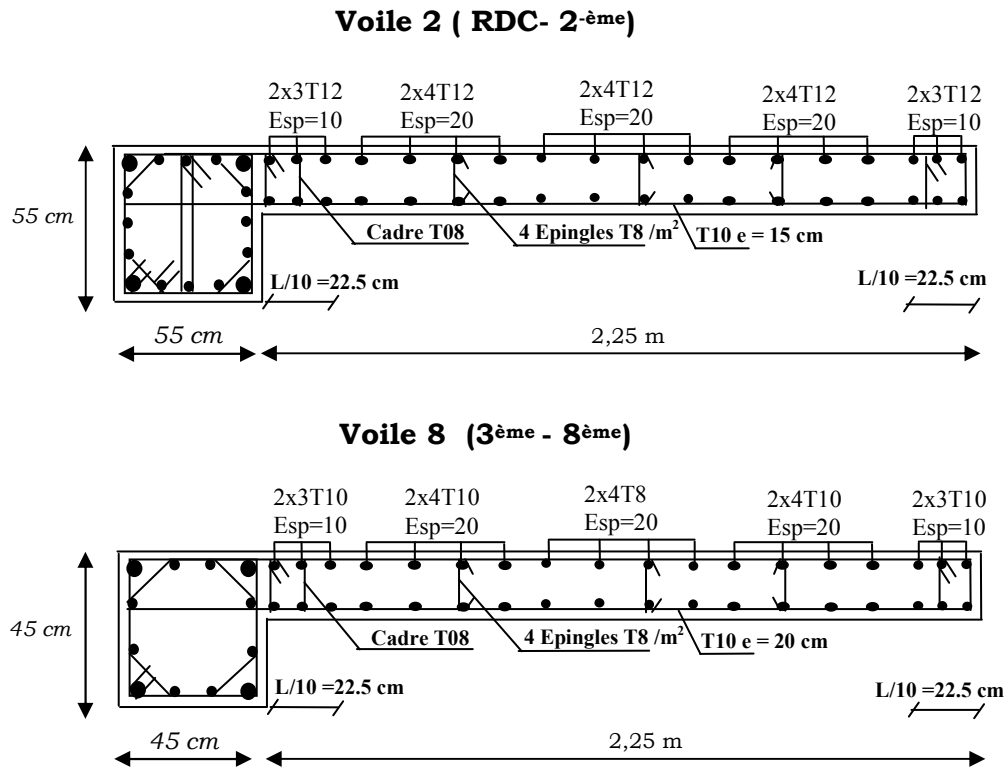


Figure V.15 : Ferrailage Voile 2

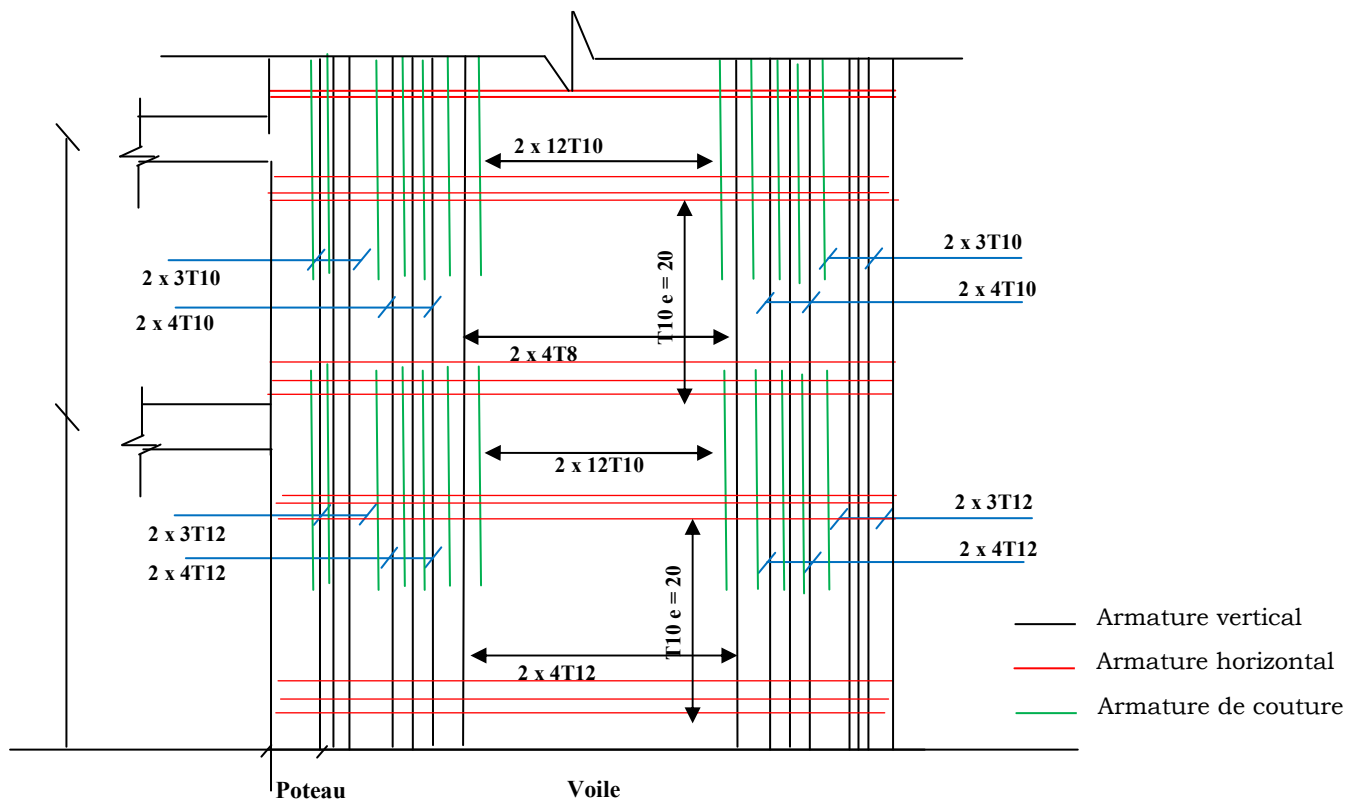


Figure V.16: Détail Ferrailage Voile 2 en élévation

Voile 4 (RDC- 8^{ème})

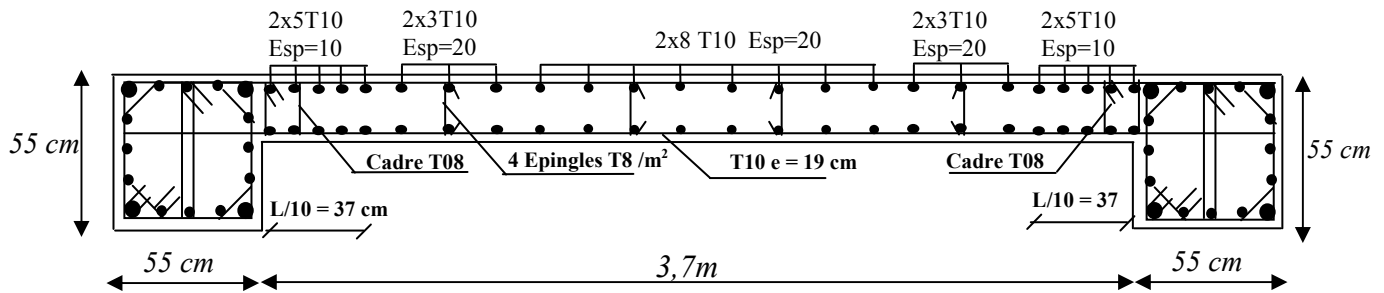


Figure V.17 : **Ferrailage Voile 4**

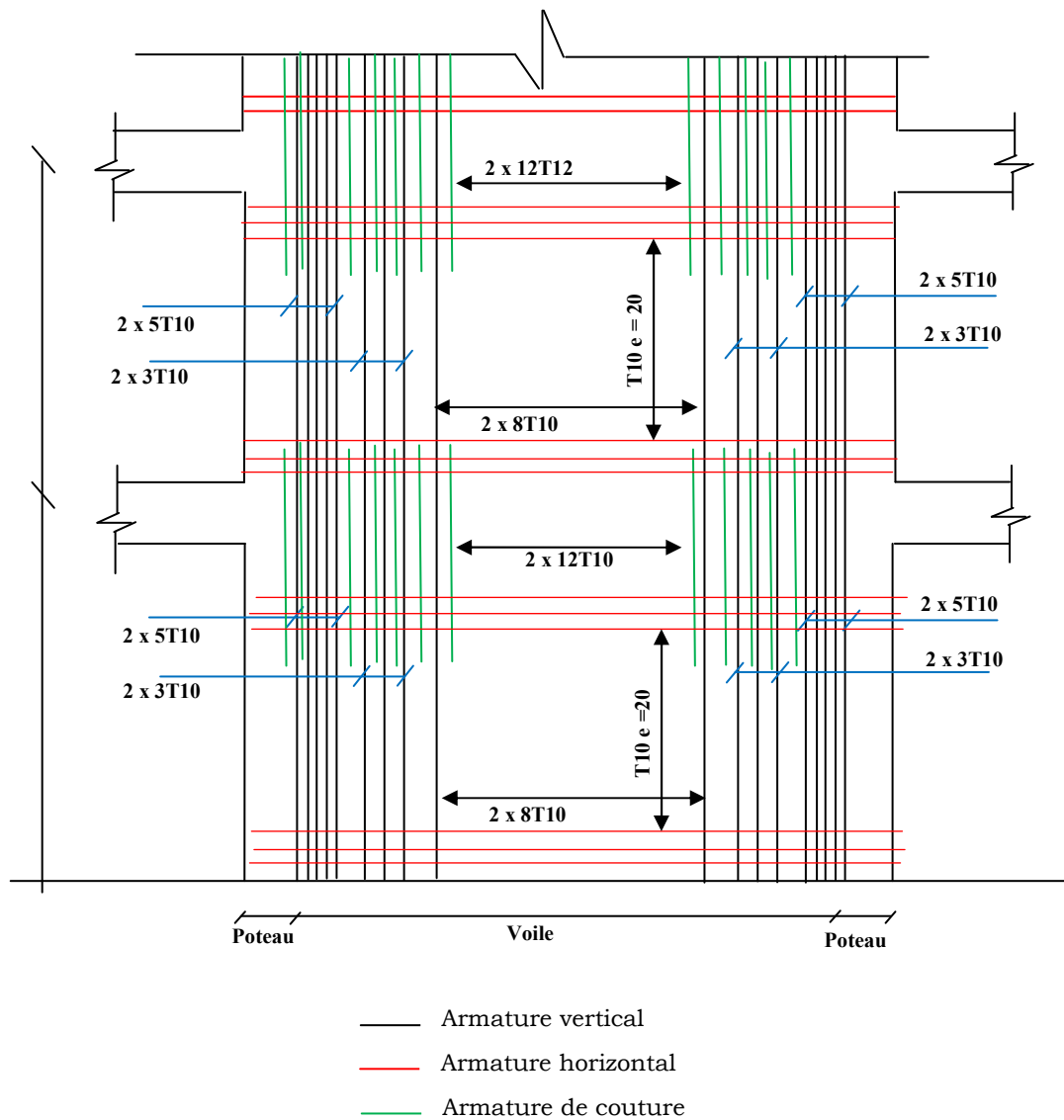


Figure V.18 : **Détail Ferrailage Voile 4 en élévation**

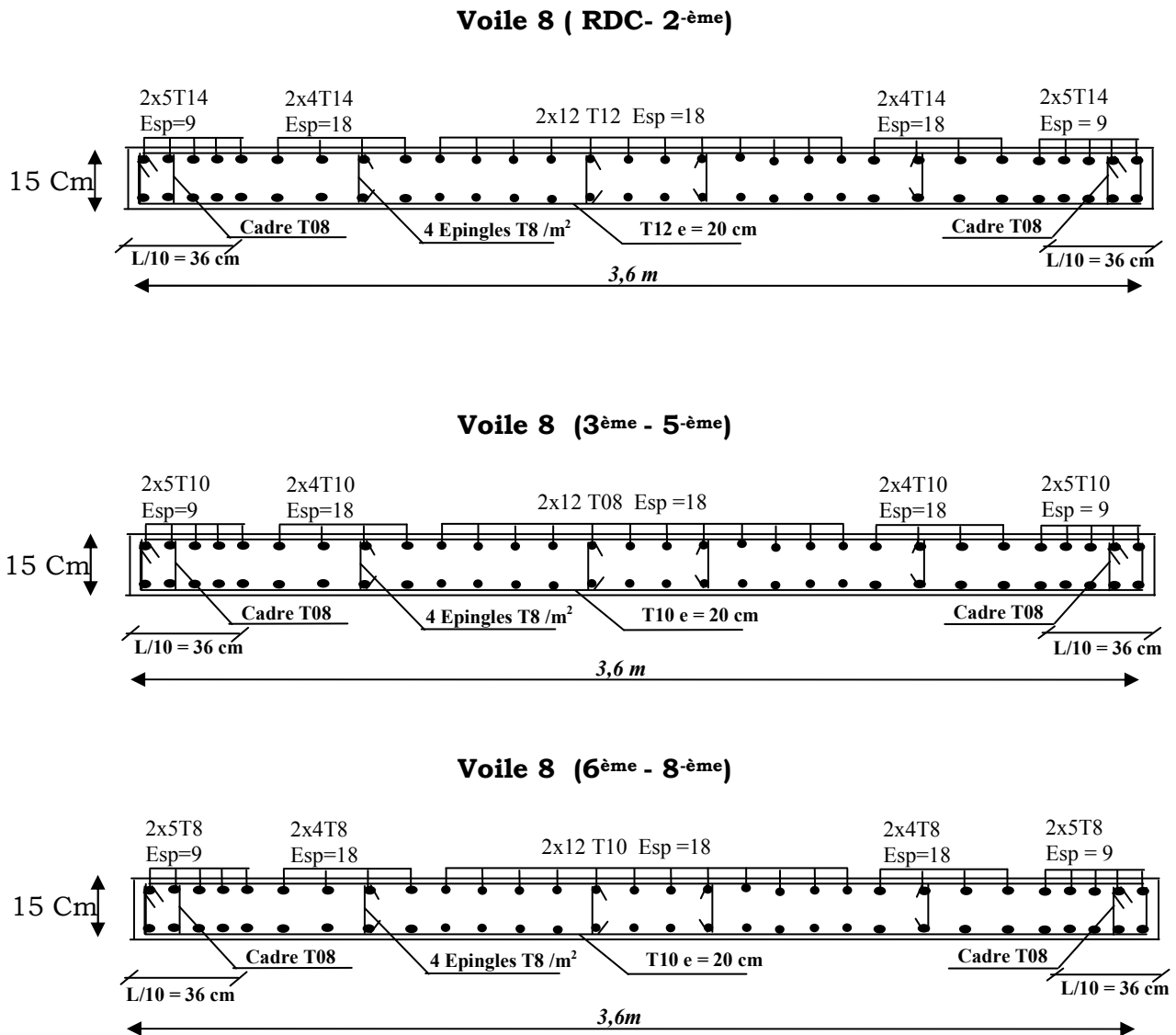


Figure V.19 : Ferrailage Voile 8

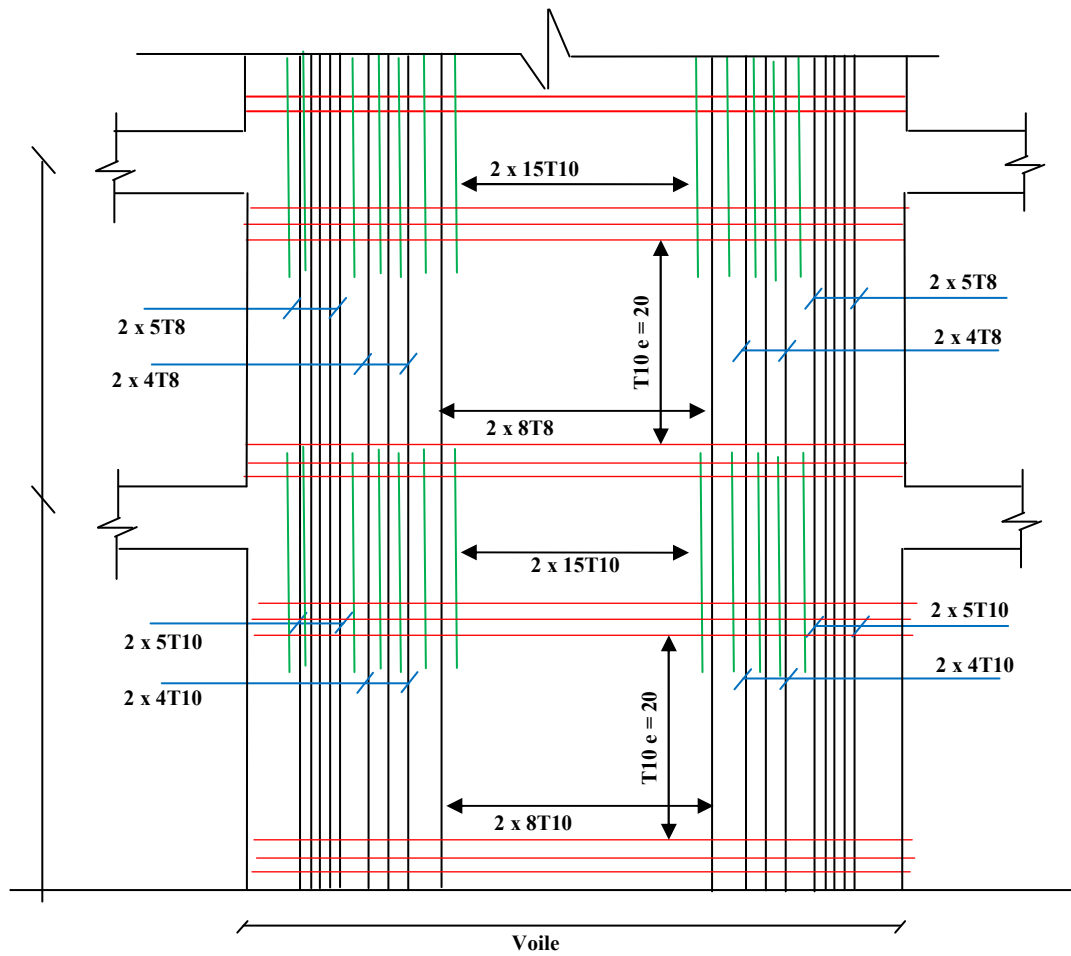


Figure V.20 : **Détail Ferrailage Voile 8 en élévation**

6. FERRAILAGE DES LINTEAUX

- Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

- La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

- Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$ ($\tau_u^{cal} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

6.1 Premier Cas $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a. Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\overline{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

b. Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

α . Premier sous cas : Linteaux Longs $(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1)$

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

β - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts $(\lambda_g \leq 1)$

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

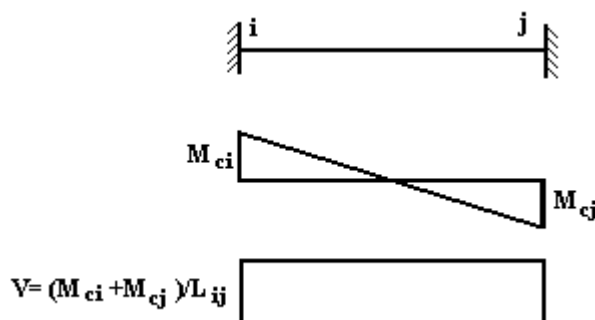
Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments 'résistants ultimes' des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$



6.2. Deuxième Cas $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule :
$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$$

Et :
$$V = V_u^{cal} \quad (\text{sans majoration}) \quad (\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12})$$

6.3. Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%) \quad (\text{avec } \mathbf{A}_l \text{ lit inférieur et } \mathbf{A}'_l \text{ lit supérieur})$$

b. Armatures Transversales A_t :

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%

C'est à dire :
$$A_c \geq 0,002bh \quad (\text{en deux nappes})$$

d. Armatures Diagonales A_D :

- si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

Exemple de calcul :

Linteau type 1 :

Soit le linteau suivant :

$$h = 0,712 \text{ m}$$

$$l = 1,5 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 2,7 \text{ MPa}$

- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow \text{On est dans le cas } N^{\circ}2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

➤ $A_l = A'_l \geq 0,0015(0,15)(0,712)10^4 = 1,602 \text{ cm}^2$

Soit : $A_l = A'_l = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ $A_c \geq (0,002)(0,15)(0,712)10^4 = 2,14 \text{ cm}^2$

Soit : $A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (répartie en deux nappes) (soit 2 barres /nappe)

➤ $0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$ donc :

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025)(0,15)(0,178)10^4 = 0,67 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{h}{4} = 0,178 \text{ m}$$

soit : $A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{71,2}{5} = 14,24 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 14,24 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

➤ $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{71,2 - 2(3)}{150} = 0,69 \Rightarrow \alpha = 23,49^\circ$

$$A_D = \frac{(2,7)(150)(712)}{(2)(400) \sin(23,49)} = 9,04 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 2 \times 5T12 = 11,3 \text{ cm}^2$

- $A_D \geq 0,0015 b h = 1,602 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

- Longueur d'ancrage : $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{71,2}{4} + 50(1,6) = 97,8$

$$\Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$$

Le calcul des armatures est donné par le tableau suivant :

Types	h (m)	l (m)	b (m)	τ_u (MPa)	$\tau_b >$ $0,06f_{c28}$	$\tau_b >$ $0,025f_{c28}$	$A_l=A'_l$ (cm²)	A_c (cm²)	A_t (cm²)	A_D (cm²)
Type 01	0,712	1,5	0,15	2,7	Oui	Oui	1,602	2,14	0,67	9,04
Type 02	1	3,9	0,15	3,01	Oui	Oui	2.25	3,05	$0,93$ 7	24,09

Tableau V.45 : **Ferrailage des linteaux****Choix des armatures :**

$$\text{Type 01 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 5T08 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 14,24 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 6T12 = 13,56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Type 02 : } \begin{cases} A_L = A'_L = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ A_c = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t = 6T08 = 3,018 \text{ cm}^2 \quad ; S_t = 16,66 \text{ cm}^2 \\ A_D = 2 \times 8T14 = 24,62 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

FERRAILAGE DES LINTEAUX

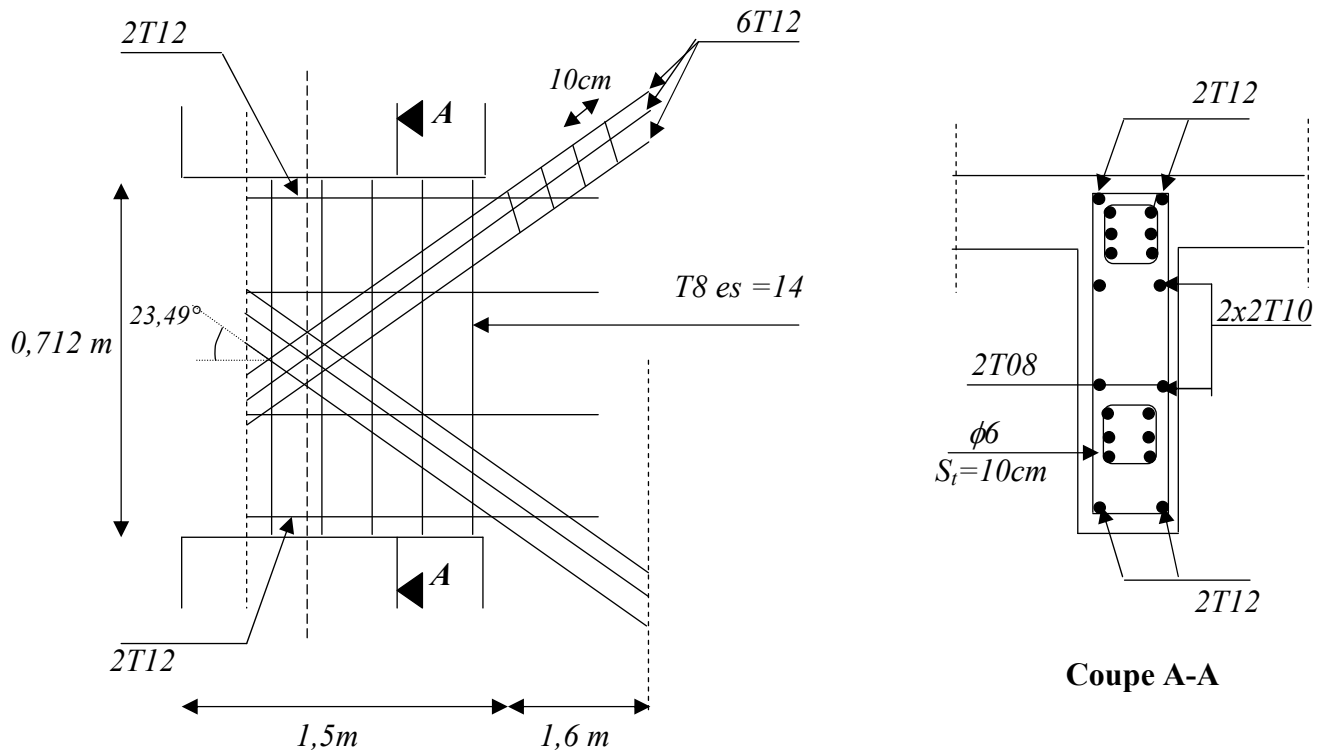


Figure V.21 : **Ferrailage des linteaux type 1**

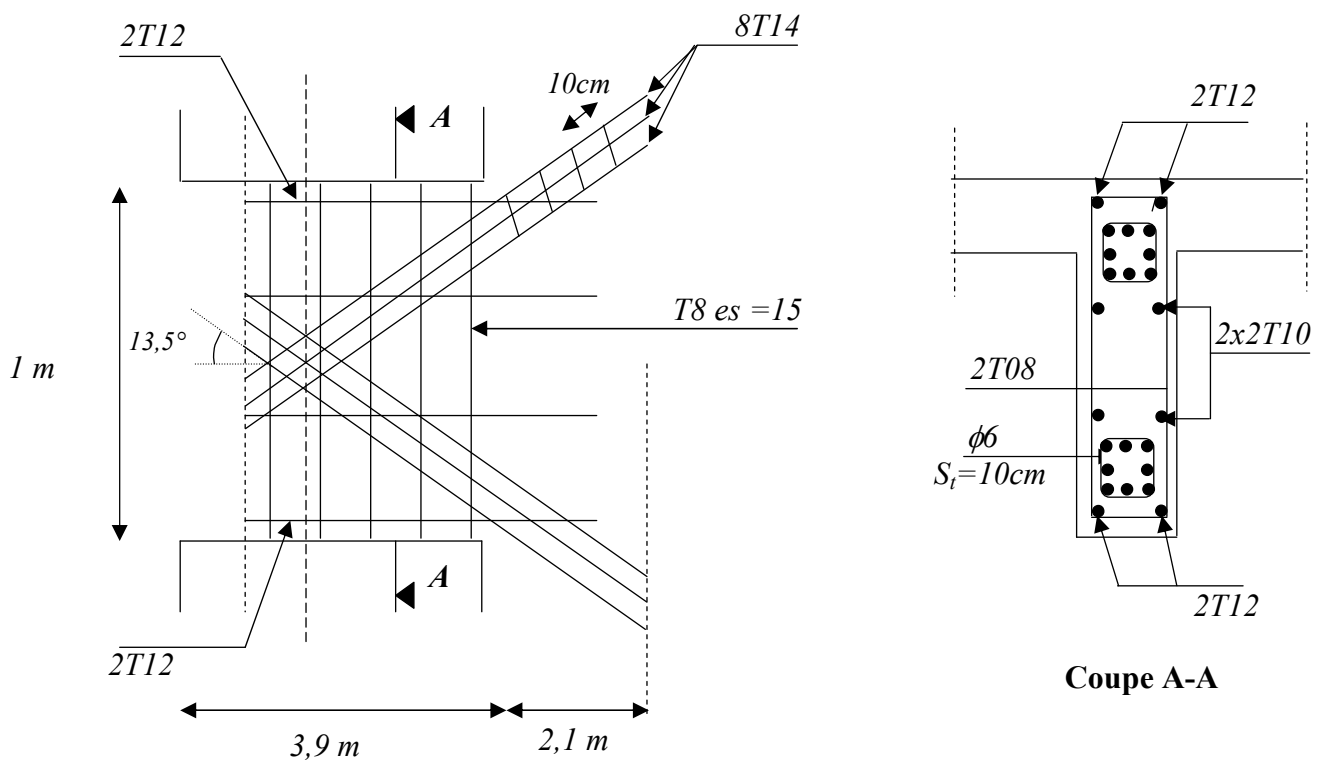


Figure V.22 : **Ferrailage des linteaux type 2**

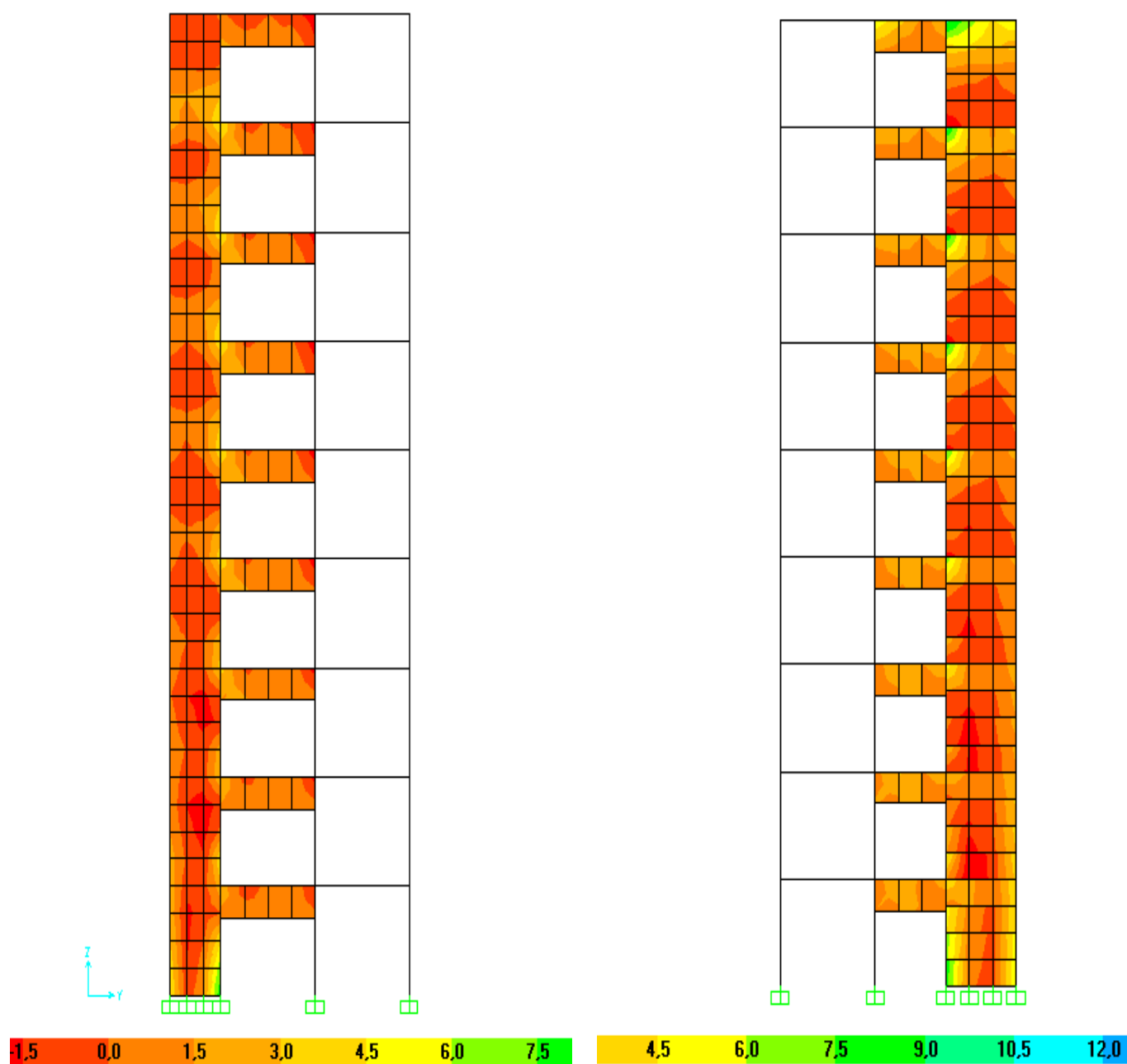


Figure V-23 Répartition Des Contraint dans les linteaux

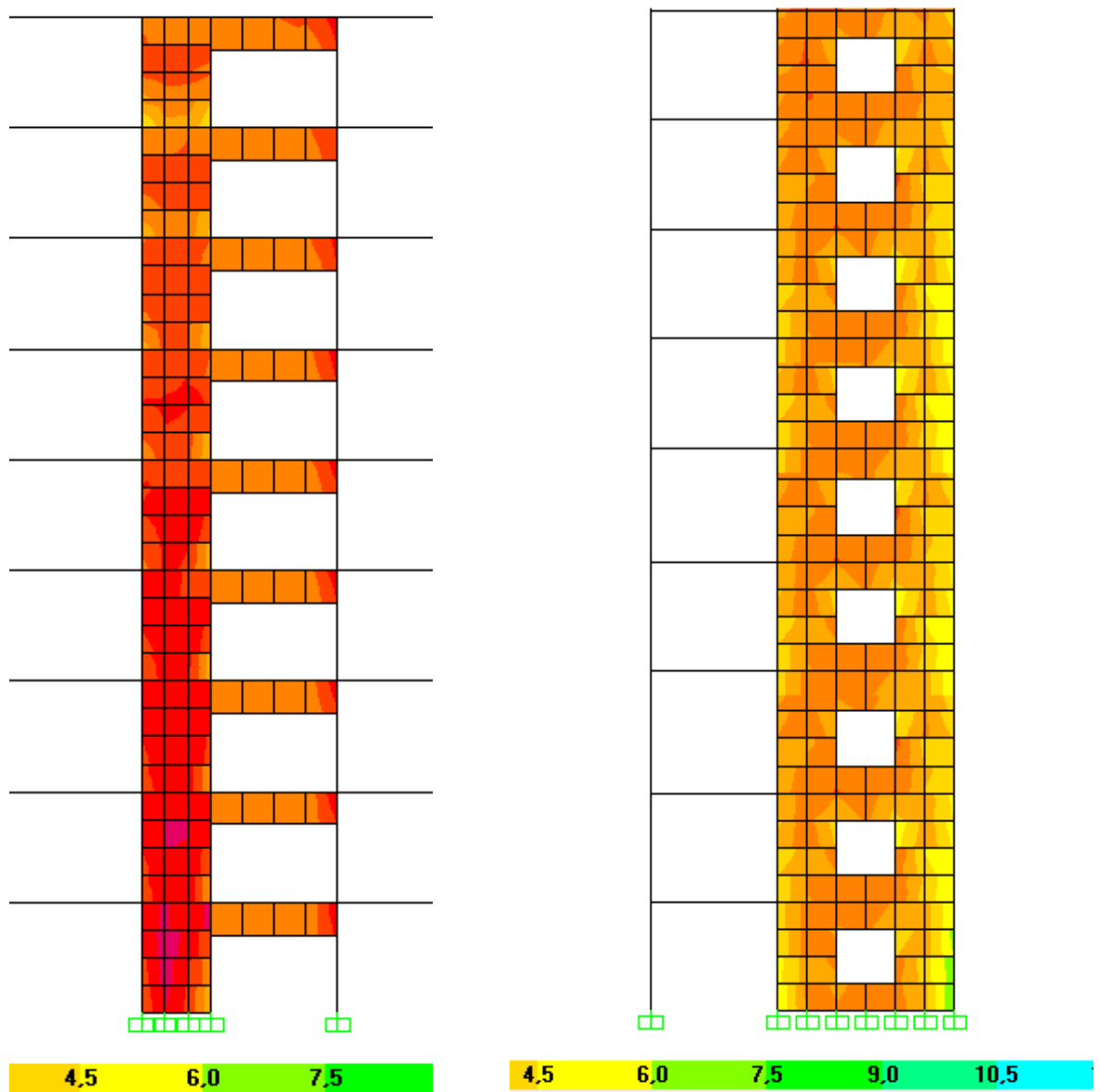


Figure V-24 Répartition Des Contraintes dans les linteaux

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau II.1 : choix de l'épaisseur de la dalle en corps creux</i>	12
<i>Tableau II.2 : choix de l'épaisseur de la dalle pleine</i>	14
<i>Tableau II.3 : Composition de la Terrasse en corps creux.</i>	15
<i>Tableau II.4: Composition du Plancher courants.</i>	15
<i>Tableau II.5 : Composition du Plancher dalle pleine, (Balcon)</i>	15
<i>Tableau II.6 : Composition du Plancher S/Sol</i>	16
<i>Tableau II.7 : Composition du Mur extérieur</i>	16
<i>Tableau II-8 : Surface reprise par Chaque Poteau.</i>	24
<i>Tableau. II.9 : Loi de dégression.</i>	25
<i>Tableau II-10 : Choix Final des Poteaux Centraux.</i>	29
<i>Tableau II-11 : Choix Final des Poteaux de Rives.</i>	33
<i>Tableau. II.12 : Choix Final des Poteaux d'angle.</i>	37
<i>Tableau. II.13 : Choix Final des Poteaux.</i>	38
<i>Tableau.III.1 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.</i>	57
<i>Tableau.III.2: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.</i>	58
<i>Tableau.III. 3.: vérification à l'ELS</i>	60
<i>Tableau.III. 4: calcul de la flèche</i>	62
<i>Tableau .III.5 : Evaluation des charges</i>	65
<i>Tableau .III.6 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	66
<i>Tableau .III.7 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	69
<i>Tableau .III.8 : Récapitulatif du calcul de la flèche.</i>	71
<i>Tableau .III.9 :Charges Permanentes du Palier.</i>	75

Tableau .III.10 : Charges Permanentes de la Paillasse.	76
Tableau .III.11 : Charges à l'ELU et l'ELS.	77
Tableau .III.12 : Ferraillage de l'escalier	78
Tableau .III.13: Vérification à l'E.L.S.	80
Tableau .III.14: Vérification de la flèche de l'escalier.	81
Tableau.III.15 : Combinaison des charges	84
Tableau.III.16: Calcul des efforts internes	85
Tableau.III.17 : Ferraillage du balcon	85
Tableau.III.18 : Vérification des contraintes du balcon	87
Tableau IV-1 Facteur de Qualité 'q'.	97
Tableau IV-2. sections des poteaux de chaque niveau	100
Tableau IV-3 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial. 101	
Tableau IV-4 : les trois premiers modes	101
Tableau IV-5 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.	102
Tableau IV-6 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 1.	104
Tableau IV-7 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 1.	105
Tableau IV-8. les trois premiers modes	105
Tableau. IV-9 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle 2	107
Tableau IV-10 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle 2.	108
Tableau IV-11. les trois premiers modes	108
Tableau. IV-12 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final.	110
Tableau IV-13 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final. ...	111
Tableau IV-14 les trois premiers modes	111

Tableau IV-15	Vérification de l'Effort Normal Réduit pour les Poteaux.....	113
Tableau IV-16	Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales....	113
Tableau IV-17	Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final.....	114
Tableau IV-18	Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens x.	115
Tableau IV-19	Justification vis-à- vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y.	116
Tableau IV-20	Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.	117
Tableau IV-21	Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y.	117
Tableau V-1	Tableau des Contraintes.	119
Tableau V-2	Ferraillages des poteaux à L'ELU.	123
Tableau V-3.	Ferraillages des poteaux (G+Q±E).	124
Tableau V-4.	Ferraillages des poteaux (0,8G±E).	125
Tableau V-5	Choix des Armatures des Poteaux.	126
Tableau V-6	Vérification des Contraintes des Poteaux.	127
Tableau V-7.	Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux	129
Tableau V-8.	Espacements Maximums selon R.P.A.99 Des poteaux	131
Tableau V-9.	Choix des Armatures Transversales des Poteaux	131
Tableau V-10	Ferraillage des Poteaux du Sous Sol.	133
Tableau V-11.	Ferraillage des Poutres 30x65 (Situation Durable).	140
Tableau V-12	.Ferraillage des Poutres 30x65 (Situation Accidentelle).	141
Tableau V-13.	Ferraillage des Poutres 30x65 (Situation Accidentelle).	142
Tableau V-14.	Ferraillage des Poutres 30x55 (Situation Durable).	143
Tableau V-15.	Ferraillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).	144
Tableau V-16.	Ferraillage des Poutres 30x55 (Situation Accidentelle).	145

Tableau V-17. Choix des Armatures pour les Poutres 30x 65.	146
Tableau V-18. Choix des Armatures pour les Poutres 30x55.	147
Tableau V-19. Vérification de la Condition de Non Fragilité.	147
Tableau V-20. Vérification des Poutres à l'ELS	148
Tableau VI-21. Correction des Contraintes dans les Poutres à l'ELS.	148
Tableau V-22. Vérification thermique des poutres à l'E.L.S.	150
Tableau V-23. Vérification de la Contrainte de Cisaillement	150
Tableau V-24. Calcul des Armatures Transversales.	151
Tableau V-25. Vérification de la Flèche des Poutres.	153
Tableau V.27: Valeurs de (l_f/l)	159
Tableau V.28 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	160
Tableau V.29 : Aciers verticaux et horizontaux	161
Tableau V.30 : Aciers transversaux	162
Tableau V.31 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	167
Tableau VI.32 : Calcul des armatures verticales de l'exemple	168
Tableau V.33 : Caractéristiques des voiles	170
Tableau V.34 : Calcul des armatures du voile (V1)	171
Tableau V.35: Calcul des armatures du voile (V2)	172
Tableau V.36 : Calcul des armatures du voile (V3)	172
Tableau V.37 : Calcul des armatures du voile (V4)	173
Tableau V.38 : Calcul des armatures du voile (V5)	173
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V6, V6')	174
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V7, V7')	174

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V8)	174
Tableau V.42 : Calcul des aciers de couture des voiles	175
Tableau V.43 : Calcul des aciers de compression.	176
Tableau V.44 : Calcul des aciers horizontaux des voiles	177
<i>Tableau V.45 : Ferrailage des linteaux</i>	187
<i>Tableau VI.1 : description des différentes couches</i>	193
<i>Tableau VI.1 : résultat de teneur en eau</i>	195
Tableau VII-1 Sections des Semelles Filantes.	198
Tableau VII-2 Contraintes sous le radier à l'ELU	204
Tableau VII-3 Contraintes sous le radier à l'ELS.	205
Tableau VII-4 Calcul des moments à l'ELU.	207
Tableau VII-5 Calcul des moments à l'ELS.	207
Tableau VII-6 Ferrailage des Panneaux du Radier.	208
Tableau VII-7 Vérifications CNF	208
Tableau VII-8 Vérification des contraintes.	209
Tableau VII-9 Vérification des contraintes (correction).	209
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	210
Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	210
Tableau VII-12 Vérification de la condition de non fragilité	210
Tableau VII-13 Vérification de la condition de non fragilité (correction).	211
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS	211
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).	211
Tableau VII-16 Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier	215
Tableau VII-17 Ferrailage du Voile Périphérique	217

Tableau VII-18	<i>Vérification des Contraintes à l'ELS</i>	218
Tableau VII-19	<i>Redimensionnement des Armatures.</i>	219
Tableau VII-20	<i>Vérification des contraintes (correction).</i>	219

1 INTRODUCTION

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude de sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Alors pour faire un bon choix de fondations et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, il est nécessaire de faire une étude géotechnique afin de déterminer la portance et les caractéristiques du sol.

Et à partir des caractéristiques du sol, nous devons dimensionner notre fondation qui doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Sécurité vis-à-vis des tassements.
- Sécurité à la rupture.
- profondeur d'ancrage minimale.
- Sécurité vis-à-vis du renversement.

2 PRESENTATION DU PROJET

Le terrain étudié est composé de 02 parties :

1^{ère} PARTIE : réservée aux constructions d'habitations bâtiments (R+8) + 2 S.S

2^{ème} PARTIE : réservée à la réalisation de 03 tours en (R+10).



Figure VI.1 : plan de masse

3 GEOLOGIE

3.1 Géologie Régionale

La région de Ouled-yaïche qui abrite notre site, est située, à vol d'oiseau, environ trois (03) kilomètres au nord-est de la willaya de BLIDA.

Le site, objet de notre étude, qui nous appellerons « Bâtiment en (R+8) + (02 S.S) Ouled yaïch, Blida », se trouve à vol d'oiseau à environ deux kilomètres et demi (2,5 km) au nord-est du siège de l'APC. Il est limité du côté nord par une usine de l'ex D.N.C, au sud par une route, à l'est par une voie mécanique et à l'Ouest par un terrain privé. Le site caractérisé par une faible pente, a pour coordonnées géographiques :

- Altitude : 182,00 m ;
- Latitude : 36° 30' 20.73" N
- Longitude 02° 52' 20.73" E

3.2 Géologie Locale

La géologie locale du site étudié a été identifiée à l'aide de 04 sondages carottés de profondeur variable selon les niveaux des ouvrages à réaliser.

Les formations rencontrées sont essentiellement des argiles très graveleuse, de couleur marron.

Ces formations sont recouvertes par des remblais (travaux de terrassement sur site) ou de terre végétale.

4 PROGRAMME DE RECONNAISSANCE

La campagne de reconnaissance géotechnique a consisté en des essais in-situ dont le but est d'identifier la nature des formations du sol, et de tester la résistance dynamique de l'assiette du projet en fonction de la profondeur.

Ces essais comprennent :

4.1 Essais de Résistance

Dans le but de connaître la résistance en pointe du sol, 20 points de pénétration ont été programmé et exécuté.

4.2 Sondage carotté

04 points de sondage carotté ont été effectués sur la partie de bâtiments, ces sondages ont des profondeurs de 20 m sous la couche de sol naturel, ces derniers nous donne les coupes lithologiques suivants :

Profondeurs	Descriptions
0.00 à 2.00 m	Argile très graveleuse de couleur marron.
2.00 à 6,5 m	Alluvions à forte teneur en fine.
6.5 à 7.5 m	Argile très graveleuse de couleur beige
7.5 à 20 m	Alluvions à forte teneur en fine

Tableau VI.1 : **description des différentes couches**

VII.4.3 Pénétromètre dynamique :

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont traduits sous forme d'un diagramme, portant en abscisses la résistance de pénétration à la pointe q_d et en ordonnées, la profondeur Z en m .

Conclusion :

Nous constatons que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 4,00m de profondeur, est supérieure à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.

Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculée à partir de l'essai pénétromètre, nous pouvons adopter, et a partir de deux (02) mètres de profondeur une valeur minimale de la résistance en pointe :

$$\mathbf{R_p = 25 \text{ bars.}}$$

VII-5. ESSAIS DE LABORATOIRE

Les différents échantillons prélevés intacts sont envoyés immédiatement au laboratoire pour subir des analyses physique, mécanique et chimique dont le but est d'identifier les sols et de procéder aux divers calculs.

- Paramètres d'identification

Les paramètres servant à l'identification des sols sont les suivants :

- 1) indice de consistance.
- 2) indice de compressibilité.
- 3) indice de consolidation.
- 4) indice de gonflement.

- Poids volumique :

Le poids volumique de sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité on le note $\gamma = \frac{p}{v}$ et on l'exprime généralement en KN/m³.

La valeur du poids volumique d'un sol est différente selon l'état d'humidité de ce sol : saturé noté γ_{sat} , sec noté γ_d , ou humide noté γ_h .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

Pour le site étudié, deux (02) mesures de poids volumique ont été fait. Dont les résultats sont donnés ci- après.

- Teneur en eau naturelle:

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après dessiccation à l'étuve à 105 C°.

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{p_w}{p_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol.

Pour le site étudié, deux (02) essais pour la détermination de la teneur en eau ont été réalisés, dont les résultats sont donnés ci-après.

Sondage	Prof. (m)	γ_d (KN/m ³)	W_{nat} (%)	W_{sat} (%)	S_r (%)
S 01	8,4 – 8,7	18,30	15,75	17,61	90
S 02	16,60 – 16,80	17,80	12,50	19,04	66

Tableau VI.1 : **résultat de teneur en eau**

- Capacité Portante du Sol

La capacité portante d'une fondation calculée d'après les résultats des essais de laboratoire est donnée par la relation suivante :

$$Q_{adm} = \frac{\sigma_h \cdot D + [0.5 \sigma_h B N_\sigma + \sigma_h \cdot D(N_q - 1) + C N_c]}{F_s}$$

Avec :

σ_h : densité humide de l'échantillon.

D : ancrage de la semelle.

N_σ, N_q, N_c : facteurs de portance en fonction de φ° (angle de frottement).

C : cohésion.

Après calcul :

Sondage N°01 : $\rightarrow Q_{adm} = 3.94$ bar

Sondage N°02 : $\rightarrow Q_{adm} = 6.022$ bar

Sondage N°03 : $\rightarrow Q_{adm} = 3.09$ bar

Sondage N°04 : $\rightarrow Q_{adm} = 2.40$ bar

- Calcul de Tassement

Les résultats des essais oedométriques ont permis d'estimer l'amplitude des tassements absolus sous les fondations après stabilisation par la relation suivante :

$$\Delta H = H \times \Delta e / (1 + e_0)$$

$$\Delta e = e_0 - e_f$$

e_0 : indice des vides initial.

e_f : indice des vides final.

H : épaisseur de la couche tassante.

Après calculs :

Sondage4 → DH= 0.63 cm

Sondage6 → DH= 0.22 cm

Sondage7 → DH= 0.45 cm

Sondage8 → DH= 0.66 cm

Analyses chimiques

Les résultats des différents essais chimiques effectués sur quelques échantillons ont signalé une très forte agressivité pour le béton selon les NF18011 du 06/92.

CONCLUSION

A la lumière des résultats des travaux in situ et ceux du laboratoire, on peut conclure que :

- le terrain étudié qui devra servir d'assiette à un projet de 352 logts haut standing, repose sur un sol marneux, sableux parfois limoneux, de grande profondeur, et forme le substratum régional.
- La résistance de pénétration testée à l'aide d'un pénétromètre dynamique est assez appréciable justifiant un taux de travail de 1,5 à 2.5 bars pour une profondeur de 0.00 à 4.00m.
- Les essais de laboratoire ont signalé que les formations rencontrées saturées, consistantes, peu compressibles à moyennement compressibilité, gonflantes à très gonflantes et sont dans un état sur consolidé.
- La capacité portante du sol évalué à partir des essais de laboratoire, est de 2.5 bars avec un tassement absolu maximal de 0.63 cm.

1. INTRODUCTION

Les fondations représentent un élément important dans la construction parasismique ; c'est le lien entre le sol et la structure.

L'expérience montre, en effet, que les bâtiments avec des fondations sommairement étudiées ont un comportement beaucoup plus défavorable que ceux correctement étudiées et solidement fondées.

2. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CALCUL DES FONDATIONS

Il ya plusieurs facteur qui rentrent en jeu, on peut citer :

- σ_{sol} : Contrainte du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars.

- La classification du sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base,...

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

3. CALCUL DES FONDATIONS

3.1. Semelles Filantes

• 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.

• 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:

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux calculé à $[G + Q \pm E] + N(\text{sous sol})$ 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 (kN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)	S (m²)
1	6879.06	22.7	1.21	1.3	29.51
2	9724.42	22.7	1.71	1.8	40.86
3	10075.97	22.7	1.77	1.8	40.86
4	11639.06	24.65	2.05	2.1	51.765
5	13339.52	24.65	2.35	2.4	59.16
6	9360.63	24.65	1.64	1.7	41.905
7	2797.19	9.9	0.49	0.5	4.95

Tableau VII-1 **Sections des Semelles Filantes.**

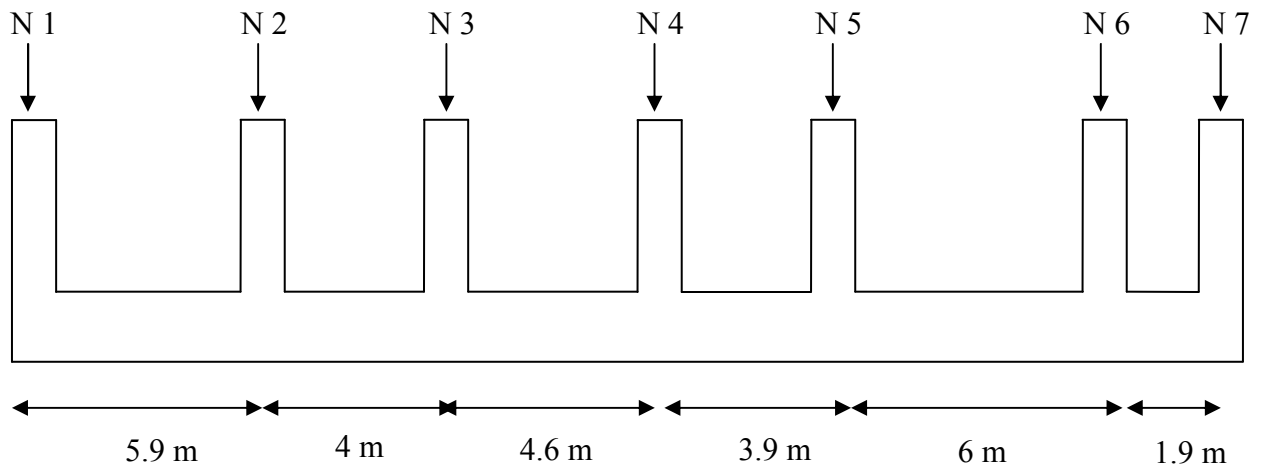


Figure VII-1. **Semelle Filante.**

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

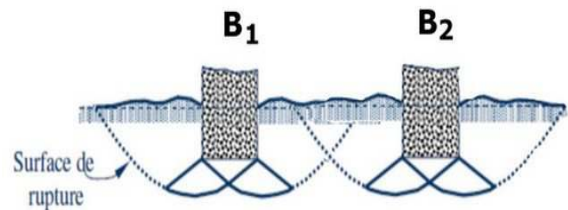
$$S_T = 2 \times \sum S_i = 538.02 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}} = \frac{538.02}{712.85} = 0,75 \rightarrow 75,47 \%$ de la surface de l'assise

Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 75 % 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.[2]



3.2 Radier Nervuré :

3.2.1 Pré dimensionnement du Radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

➤ Surface Nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} N = 107864,53 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 431.45 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (723.61 m^2). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient $750,76 \text{ m}^2$.

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

➤ Condition forfaitaire [8]

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:

- L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.
- $L_{\max} = 6.9 \text{ m} \Rightarrow 27.6 \text{ cm} \leq h_1 \leq 34.5 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 35 \text{ cm}$

➤ **Condition de cisaillement**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min.}(0,1f_{c28}; \dots 4MPa) = 2,5MPa$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (2 sous sol).

$N_u = 107864.53 \text{ kN}$

$L = 6,90 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 35.52 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \cdot 2 \geq 35.52 \text{ cm}$$

-Le choix Final

$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 35.52 \text{ cm}$

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

3.2.2 Dimensionnement Des Nervures:

a. largeur des nervures :

• **Condition de coffrage:**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{690}{10} = 69 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 70 \text{ cm}$

b. La hauteur des nervures :

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000 \text{ MPa}$).

b : Largeur de radier ($b = 495 \text{ Cm}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K=4[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.
- $L_{\max} = 6,9 \text{ m}$

- On aura: $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 130.81 \text{ cm}$

pour notre cas on prend $K=4[\text{kg/cm}^3]$

On a : $h_1 \geq 130.81 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 135 \text{ cm}$

• **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 : $L_{\max} = 6,9 \text{ m}$

$$\Rightarrow 46 \text{ cm} < h_2 < 69.0 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 60 \text{ cm}$

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

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

Conclusion :

$$h_N \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 135 \text{ cm}$$

On prend : $h_N = 135 \text{ cm}$.

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 135 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$

3.2.2 Caractéristiques Géométrique du Radier

- **Position du centre de gravité**

$$x_G = 13.95 \text{ m}$$

$$y_G = 13.75 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie**

$$I_{xx} = I_{yy} = 201974,04 \text{ m}^4$$

3.2.3 Vérifications Nécessaires

3.2.3.1 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.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_o + V_o h$$

M_o : Moment à la base de la structure.

V_o : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

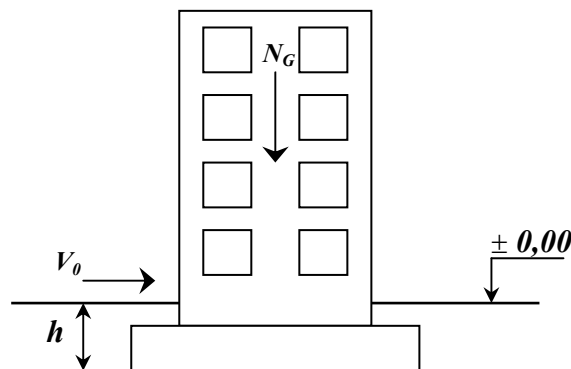


Figure VIII-2 **Schéma statique du bâtiment.**

Sens x-x

$$M_0=626059,7261 \text{ KN.m} ; V_0=6131.159 \text{ kN} ; h=8,10 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=675722,14 \text{ KN.m}$$

$$N=N_G+N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1}= 66846.32 \text{ kN}$$

$$N_{G2}=\rho_b.S.h=25 \times 750.76 \times 1,35 = 25338.15 \text{ kN}$$

$$N_Q=12045,87 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N=104230,34 \text{ KN}$$

$$M_s=N.x_G=1461772,23 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1,79 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0=691101,4 \text{ KN.m} ; V_0= 5239.846 \text{ kN} ; h=8,10 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=733544.15 \text{ KN.m}$$

$$M_s=N.y_G=1440814.92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.96 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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.

3.2.3.2 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 : $\sigma_{sol}=2,5$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{79006,9}{767.24} = 102,97 \text{..kN / m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 102.97 \text{..kN / m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{..kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)
Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

ELU

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 133764.28 \text{ kN } 107864.53$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	293.81	107.13	247.14
Sens y-y	292.47	108.37	246.44
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 332.5$

Tableau VII-2 **Contraintes sous le radier à l'ELU.**

ELS

$$N_{ser} = 79006,9 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	210.41	26.40	164.40
Sens y-y	211.75	25.06	165.077
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 450$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 399$

Tableau VII-3 **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

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 247.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 165.07 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4 Ferrailage du Radier

a. Ferrailage de la dalle du radier:

➤ 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:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée: $\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$
- 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: $M_a=0,5M_0$

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

➤ Valeur de la pression sous radier

ELU

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 247.14.kN / m$$

ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 167.07.kN / m$$

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($\nu=0$)**

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{6,9} = 0,869 \leq 1,0 \Rightarrow$ 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	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6	6.9	0.869	0.0486	0.7244	247.14	432.39	367.53	313.05	266.09	129.71

Tableau VII-4 **Calcul des moments à l'ELU.**

➤ **Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($\nu=0,2$)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6	6.9	0.869	0.0556	0.8074	167.07	331.32	281.62	267.5	227.38	99.39

Tableau VII-5 **Calcul des moments à l'ELS.**

➤ **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; $f_e=500$ MPa; $\sigma_s=435$ MPa; $b=100$ cm; $h=40$ cm ;

$d=0,9h=36$ cm

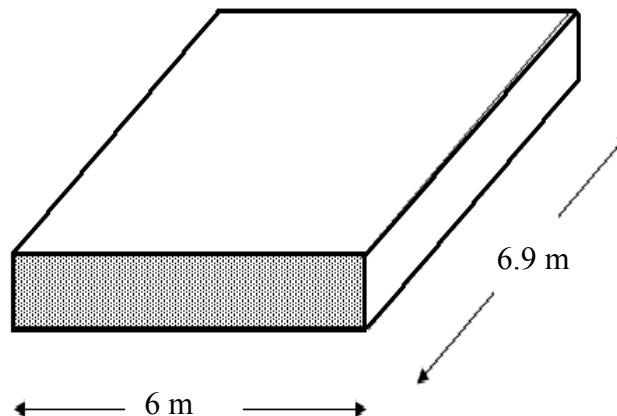


Figure VIII-3 **Schéma du panneau le plus sollicité.**

Section minimale

Sens y-y : $0,08 \% b.h = 3,2 \text{ cm}^2$.

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2.(A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2$.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	367.53	24.8	3.2	8T20	25.13
	y-y	266.09	17.63	3.84	6T20	18.85
Appui	x-x	129.71	8.14	3.84	7T14	10.77
	y-y					

Tableau VII-6 **Ferraillage des Panneaux du Radier.****Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min.}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min.}(225.\text{cm}; 33.\text{cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,5.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 15 \text{ cm}$.

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(300.\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66\text{cm} < 40\text{cm}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$

Aux Appuis :

$$S_t = \frac{100}{7} = 14,28.\text{cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

***Vérifications nécessaires**

-Condition de non fragilité:

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2$$

	Sens	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Vérifications
Travée	x-x	25.13	5.43	oui
	y-y	18.85	5.43	oui
Appui	x-x	10.77	5.43	oui
	y-y			

Tableau VII-7 **Vérifications CNF**

-Vérification des contraintes à l'ELS:

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	281.62	25.13	6.09	15	289.3	250	non
	y-y	227.38	18.85	4.75	15	278,9	250	non
App	x-x	99.39	10.77	2,52	15	241	250	oui
	y-y							

Tableau VII-8 **Vérification des contraintes.**

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifié ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

	Sens	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	6T25	29.45	15
	y-y	7T20	21.99	14

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	281.62	29.45	11.5	15	237.32	250	Oui
	y-y	227.38	21.99	9.68	15	211.98	250	Oui

Tableau VII-9 **Vérification des contraintes (correction).**

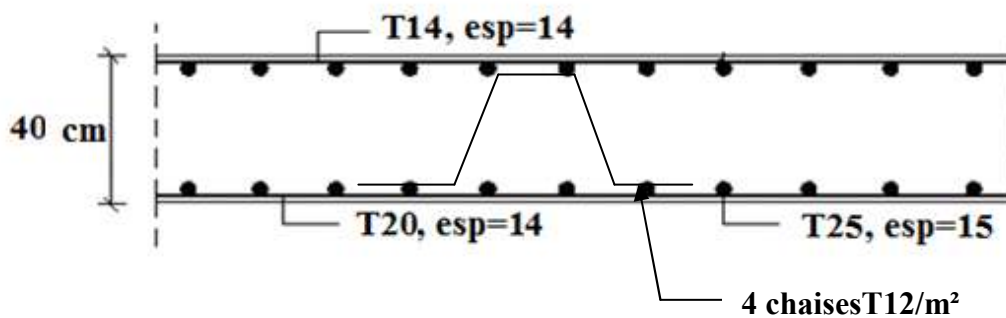


Figure VII-4 **Ferrailage de la Dalle du Radier.**

b. Ferrailage des nervures :**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifier 99" [1]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0$$

b.2. Calcul des armatures :

$$b = 70 \text{ cm ; } h = 135 \text{ cm ; } d = 121,5 \text{ cm}$$

- **Sens porteur (x-x) :** $L = 6,9 \text{ m ; } q = 247,14 \text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	1250.17	30,87	10T20	31.42
Appuis	441.23	10,56	7T16	14.07

Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (y-y) :** $L = 6 \text{ m ; } q = 247,14 \text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	945.31	23,06	5T20+5T16	25.75
Appuis	336.63	8,03	5T16	10.05

Tableau VI.11 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)

b.3. Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 10,26 \text{ cm}^2$$

		$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	A_s^{\min}	Vérification
Sens X	Travée	31.42	10.26	Oui
	Appuis	14.07	10.26	Oui
Sens Y	Travée	25.75	10.26	Oui
	Appuis	10.05	10.26	Non

Tableau VII-12 **Vérification de la condition de non fragilité.**

Remarque :

La Condition de non fragilité n'est pas vérifiée en Appuis dans le sens **Y** donc on augmente la section de l'acier

		choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	A_s^{min}	Vérification
Sens Y	Travée	7T16	14.07	10.26	oui

Tableau VII-13 **Vérification de la condition de non fragilité (correction).**

Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	845.13	31.42	6.36	15	243,3	201.6	Non
	y-y	639.04	25.75	4.02	15	214,2	201.6	Non
Appuis	x-x	298.28	14.07	2.42	15	179,6	201.6	oui
	y-y	225.54	14.07	2.33	15	140,7	201.6	Oui

Tableau VI.14 : **Vérification des contraintes à l'ELS**

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée en travée dans le sens **x-x** donc on augmente la section de l'acier

	Sens	M_{ser} (kNm)	choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	845.13	5T25+5T20	40.25	5.58	15	187,3	201.6	oui
	y-y	639.04	9T20	28.27	4.81	15	198,5	201.6	oui

Tableau VI.15 : **Vérification des contraintes à l'ELS (correction).**

2.1. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{247,14 \times 6.9}{2} = 833,33.kN$

$$\tau_u = \frac{833.33 \times 10^3}{700 \times 1215} = 0,97.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

2.2. Armatures transversales :

• **BAEL 91 modifié 99** [1] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_y K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage })$$

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

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right) = 0,4 MPa$$

• **RPA99 version 2003** [2] :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24.cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75.cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 4.28.cm$$

$$f_e = 400 \text{MPa} ; \tau_u = 0,595 \text{Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{Mpa} ; b = 90 \text{cm} ; d = 135 \text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 5.59 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12 = 6.79 cm²

2.3 Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 135 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1.35 = 4.05 \text{ cm}^2$$

On choisie Ap = 4T12

3.2.5 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.

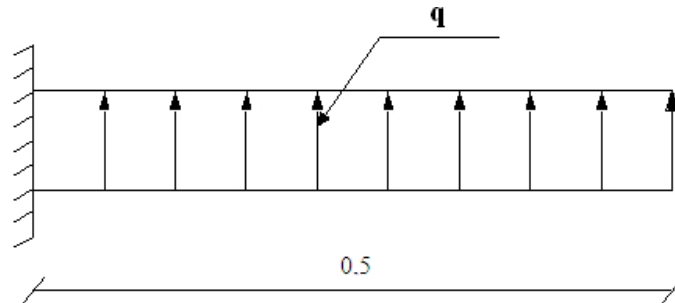


Figure VII-7 **Schéma statique des débords.**

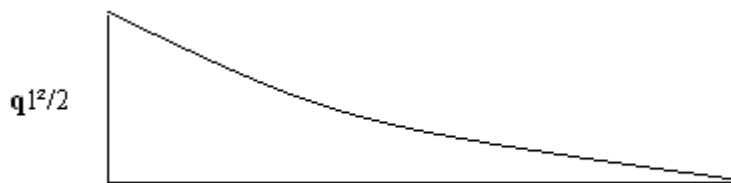


Figure VII-8 **Diagramme des Moments.**

➤ Calcul de ferrailage

$q_u=247.14 / ml$, $b=100cm$, $h=75 cm$, $f_{c28}=25MPa$, $\sigma_{bc}=14,2 MPa$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 30.89 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,00477$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00597$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 67.33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 1.31 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.15cm^2 > 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots non vérifié$$

On adopte $A_s=A_s^{\min}=8.15 \text{ cm}^2$

Choix : 6T14, avec $A_s=9,24cm^2$, esp=15 cm

➤ Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.307.cm^2 \leq A_r \leq 4.61cm^2$$

On prend 5T10=3.92 cm² , $S_t= 20cm$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser} = 167.07 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 20.88 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

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

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
20.88	9.29	0.25	15	18,9	201.6	OK

Tableau VII-16 **Vérfications des Contraintes du Béton et d'Acier**

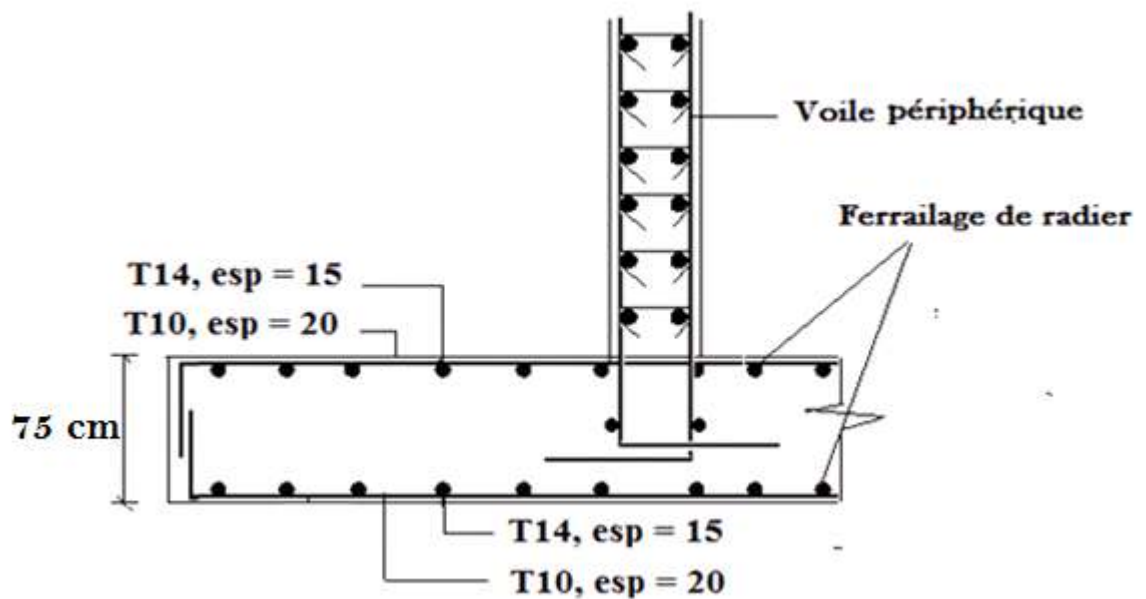


Figure VII-9 **Ferrailage du Débord.**

4 ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

4.1 Prédimensionnement

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 :

Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20 \text{ cm}$ (Section du voile).

4.2 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.

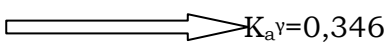
$$L_x=3,4 \text{ m} ; L_y=6.9 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1 m 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 δ et l'intensité :

$$P_G = k_a \times \gamma \times \frac{L^2}{2}$$

Dans notre cas :

<ul style="list-style-type: none"> · $\beta=0.$ · $\lambda =0.$ · $\varphi =25^\circ.$ · $\delta = 2\varphi/3.$ · $\gamma=18.5 \text{ KN/m}^3.$ · $L= 3.4 \text{ m}.$ 	}	
---	---	---

On obtient :

$$P = 37 \text{ KN/m} \quad \longrightarrow \quad P_u = 49,94 \text{ KN/ml}$$

4.3 Effort dans la Dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0980 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 56.57 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14.14 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 48.08 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 12.019 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 28.28 \text{ kNm}$$

4.4 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)	μ	A_s' (cm ²)	a	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	z-z	48.08	0,104	0	0,137	17.01	8.12	8T12	2x9,05	12
	y-y	12.019	0,026	0	0,0329	17,76	1.94	3T10	2x2,36	30
Appuis	z-z	28.28	0,0613	0	0.079	17.43	4.66	6T10	2x4,71	15
	y-y									

Tableau VII-17 **Ferrailage du Voile Périphérique**

4.5. 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).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres FeE400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,4}{7} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,03 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,36 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 4,71\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 2,03\text{cm}^2 \\ A_y = 4,71\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

4.6 Vérification de l'Effort Tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 163,73 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 56,59 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 163,73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{163,73 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,909 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4.7 Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,49 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,1013 \quad \mu_y = 0,3580$$

$$Q_{ser} = 37 \text{ kN / ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 43,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 15,51 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_x = 36,82 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 13,18 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 26,66 \text{ kNm}$$

b. Verification des contraintes

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

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sen s	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérif
Tra v	z-z	36.82	8.12	5,72	25039,6	7.88	15	253	201.6	N vér
	z-z	13.18	1.94	2,72	4852,78	4.82	15	330	201.6	N vér
App	z-z y-y	26.66	4.66	5,77	16543,2 2	7,35	15	342,3	201.6	N vér

Tableau VII-18 **Vérification des Contraintes à l'ELS**

Redimensionnement de la section d'armature

	Sens	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	9,05	8T16	16,08	12
	y-y	2,36	8T10	6,28	12
Appui	x-x	4,71	8T12	9,05	15
	y-y				

Tableau VII-19 **Redimensionnement des Armatures.**

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	36.82	20,11	6,20	21089,85	6.5	15	147,3	201.6	ok
	y-y	13.18	6,28	4,13	10043,52	3.25	15	128,4	201.6	ok
App	x-x	26.66	9,05	5,16	154989,220.	5.75	15	183,2	201.6	ok
	y-y									

Tableau VII-20 **Vérification des contraintes (correction).**

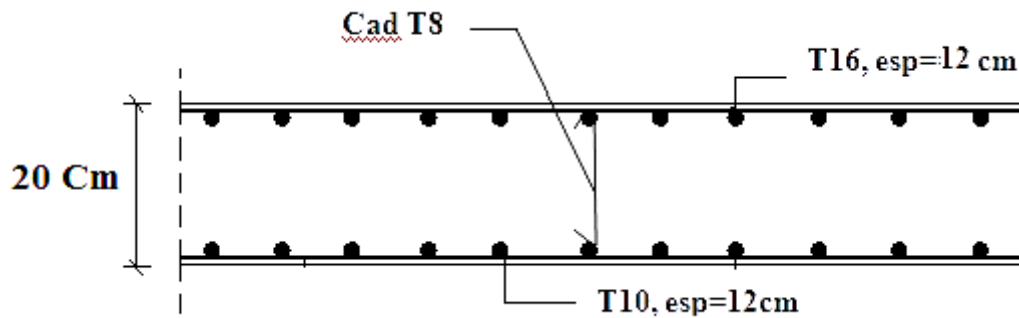


Figure VII-10 **.Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.**

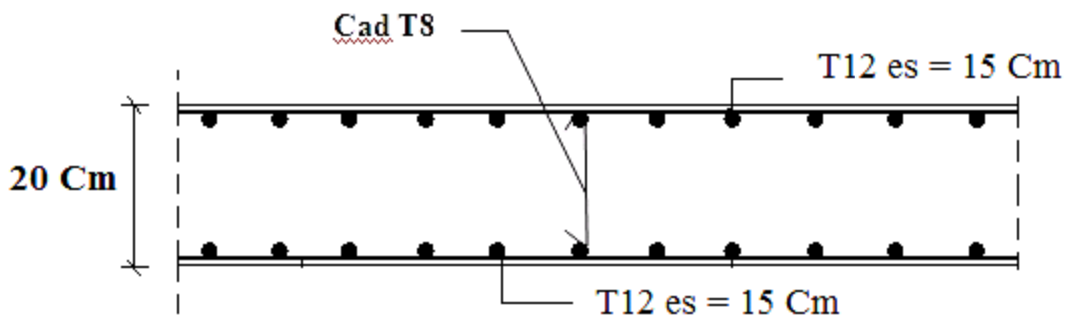


Figure VII-11 **.Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.**

Conclusion :

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, lors de la conception du bâtiment.

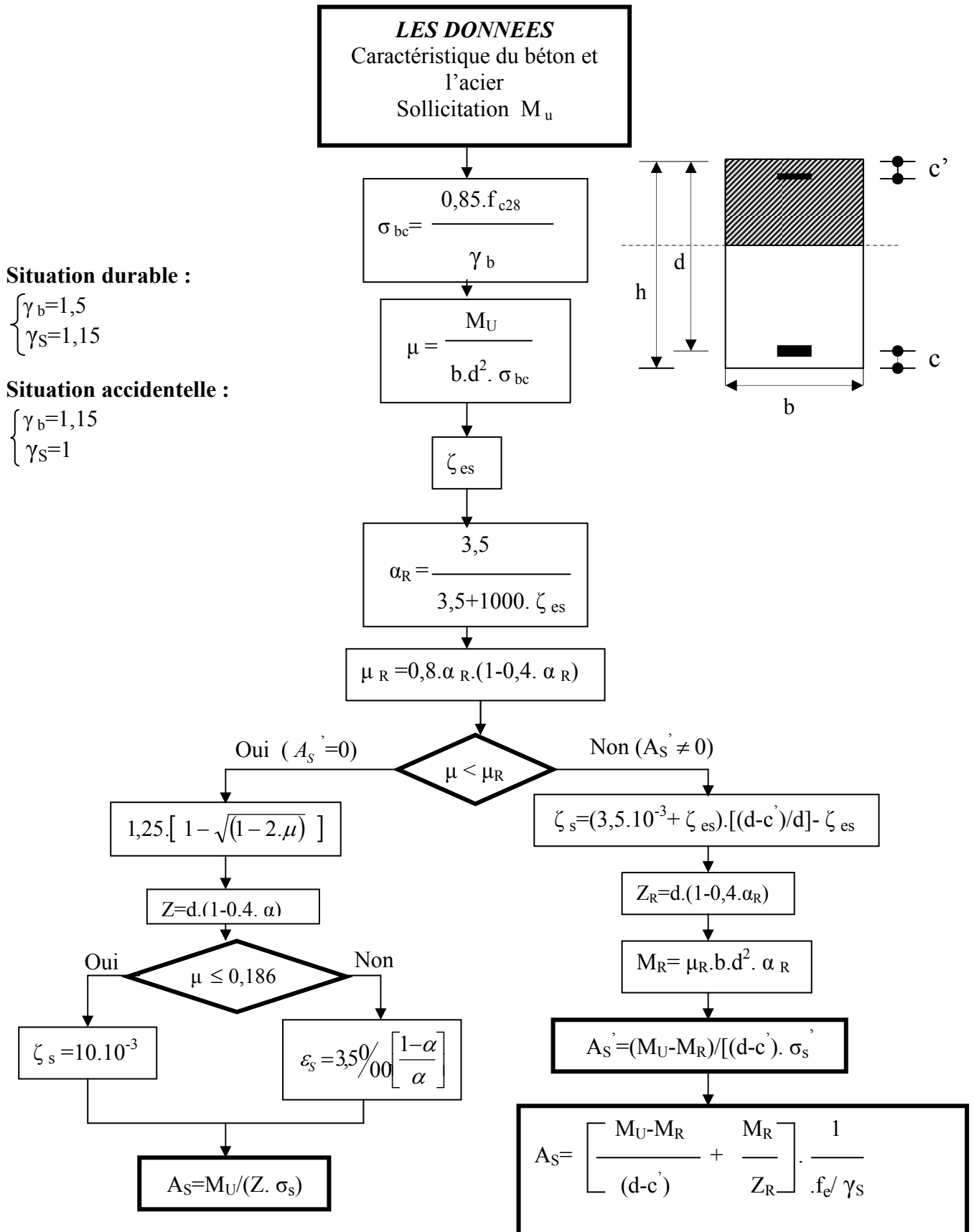
Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

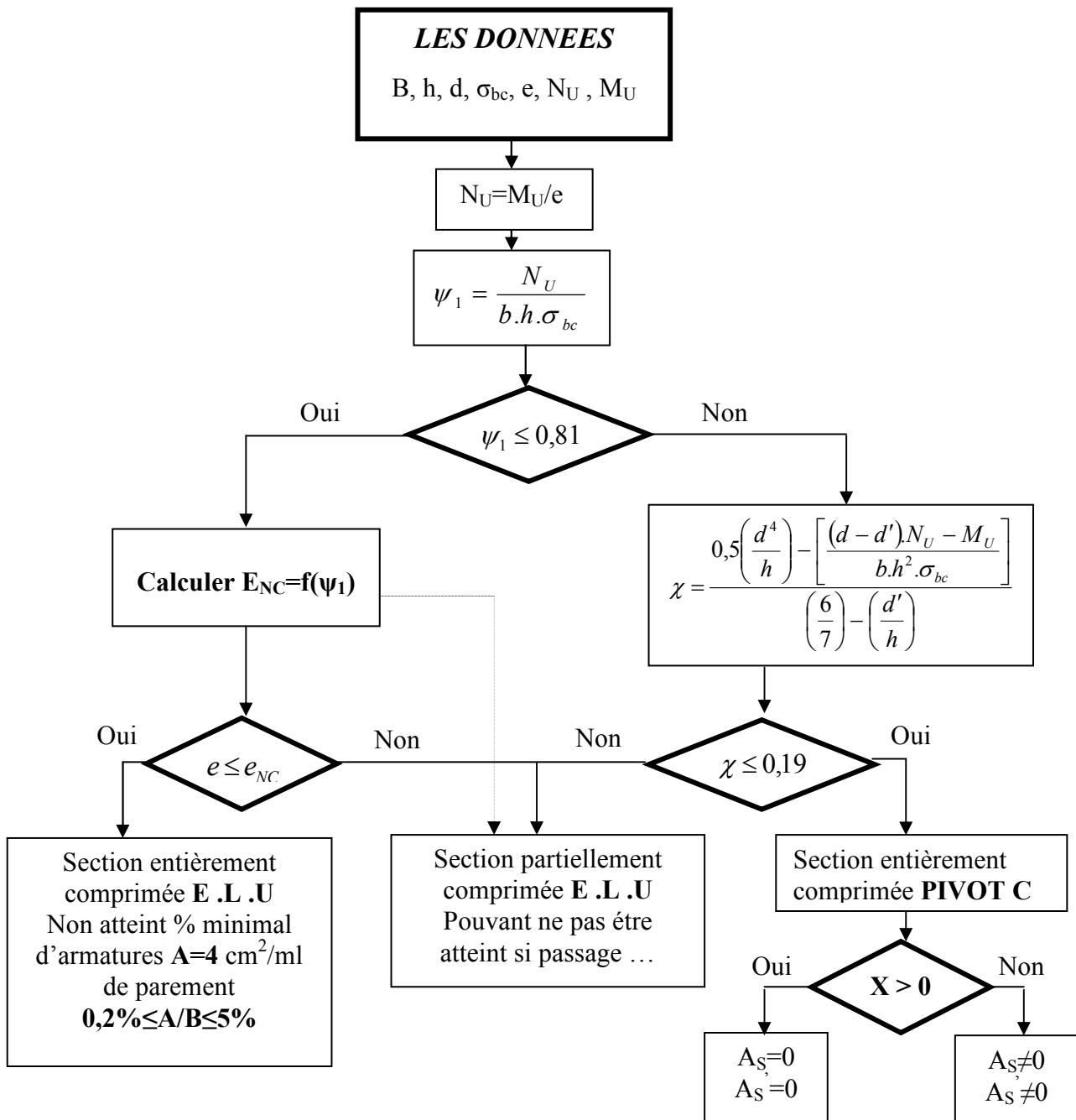
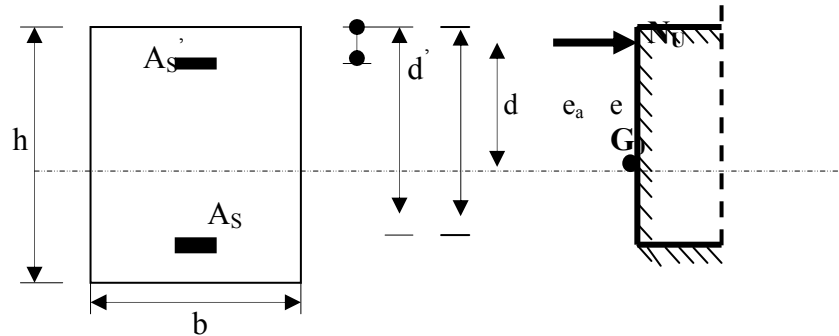
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le SAP 2000 versions 14.

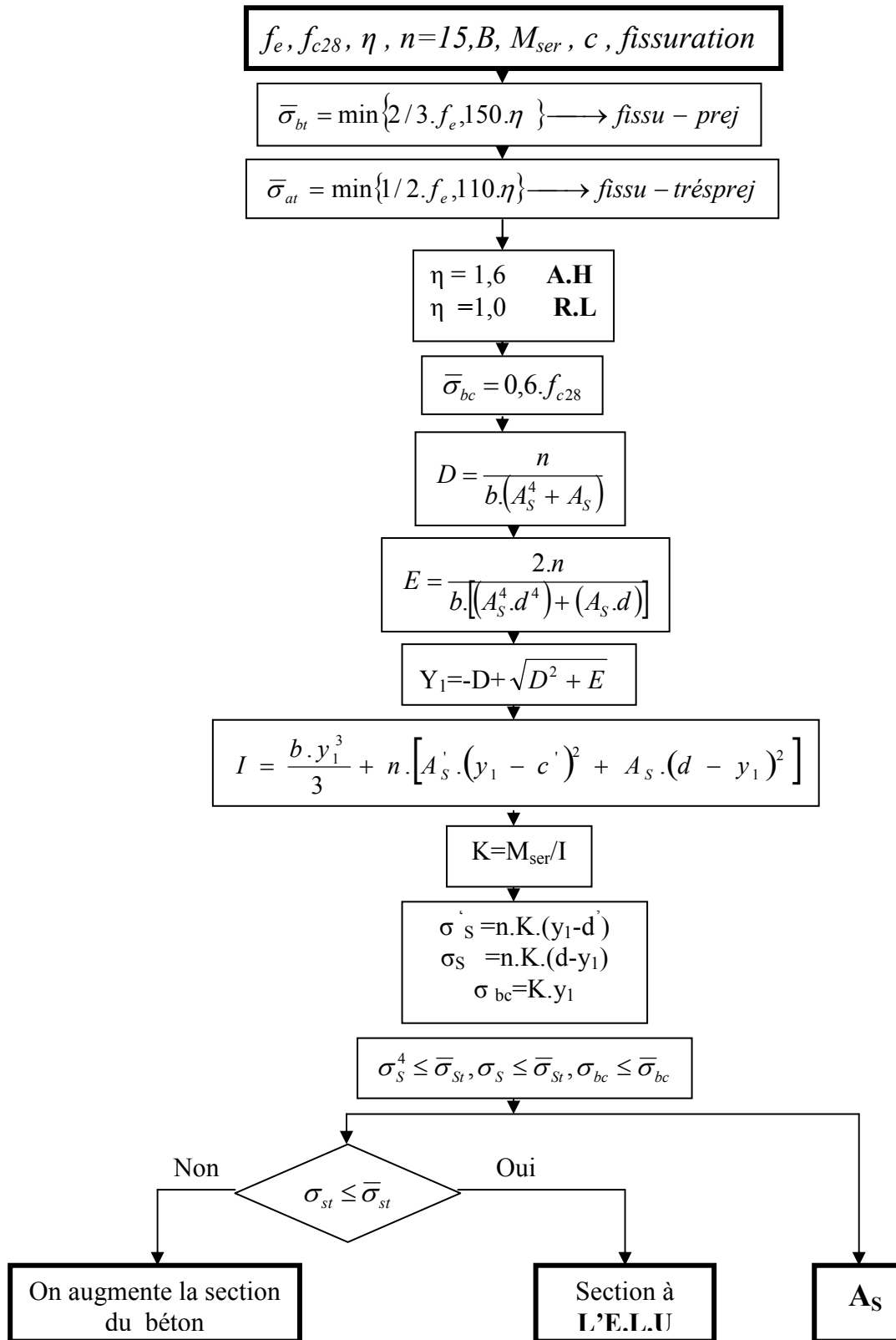
Grâce au logiciel SAP2000, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le **RPA99 versions 2003**.
- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un impact déterminant sur le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- 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.

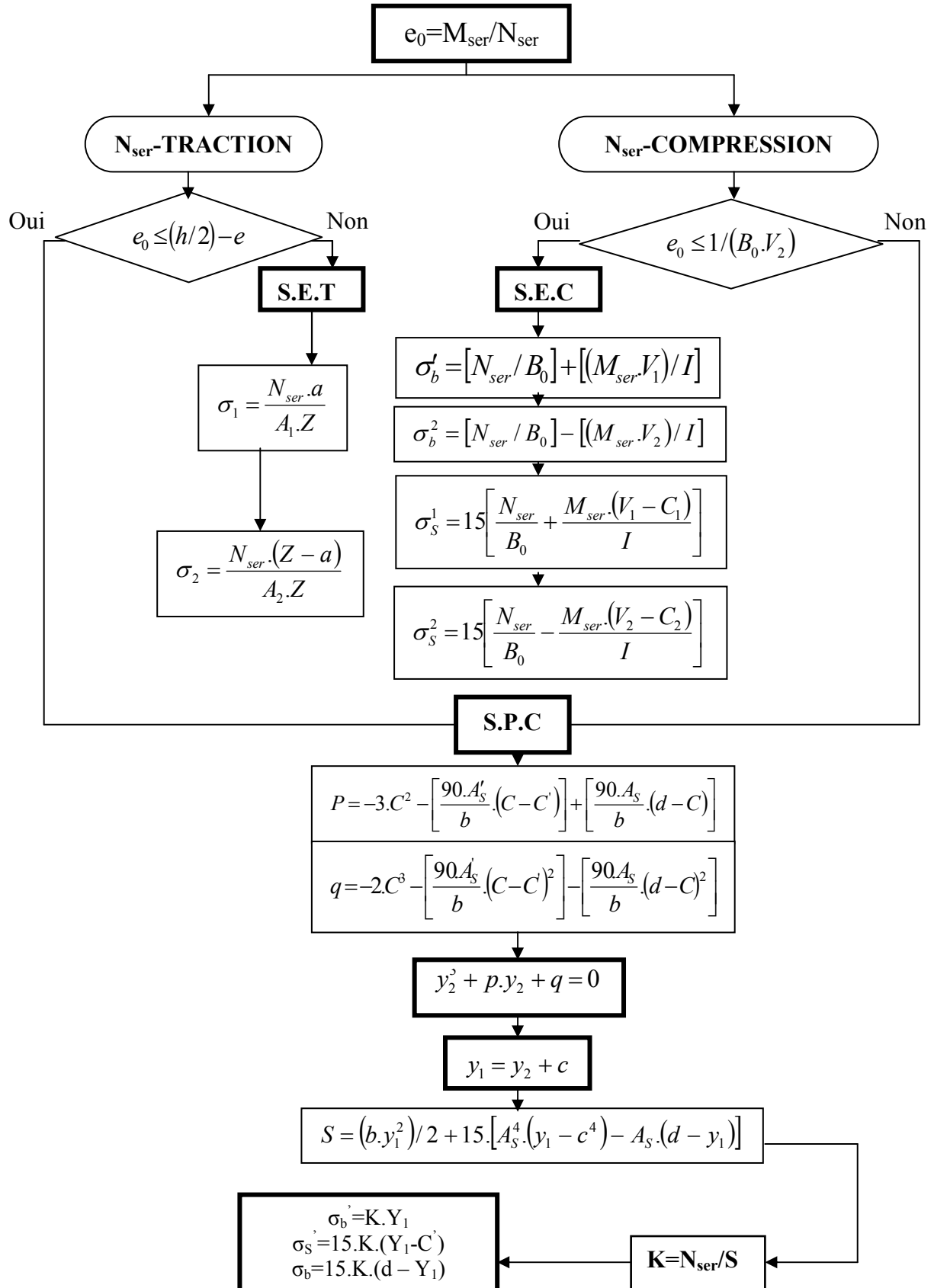
Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

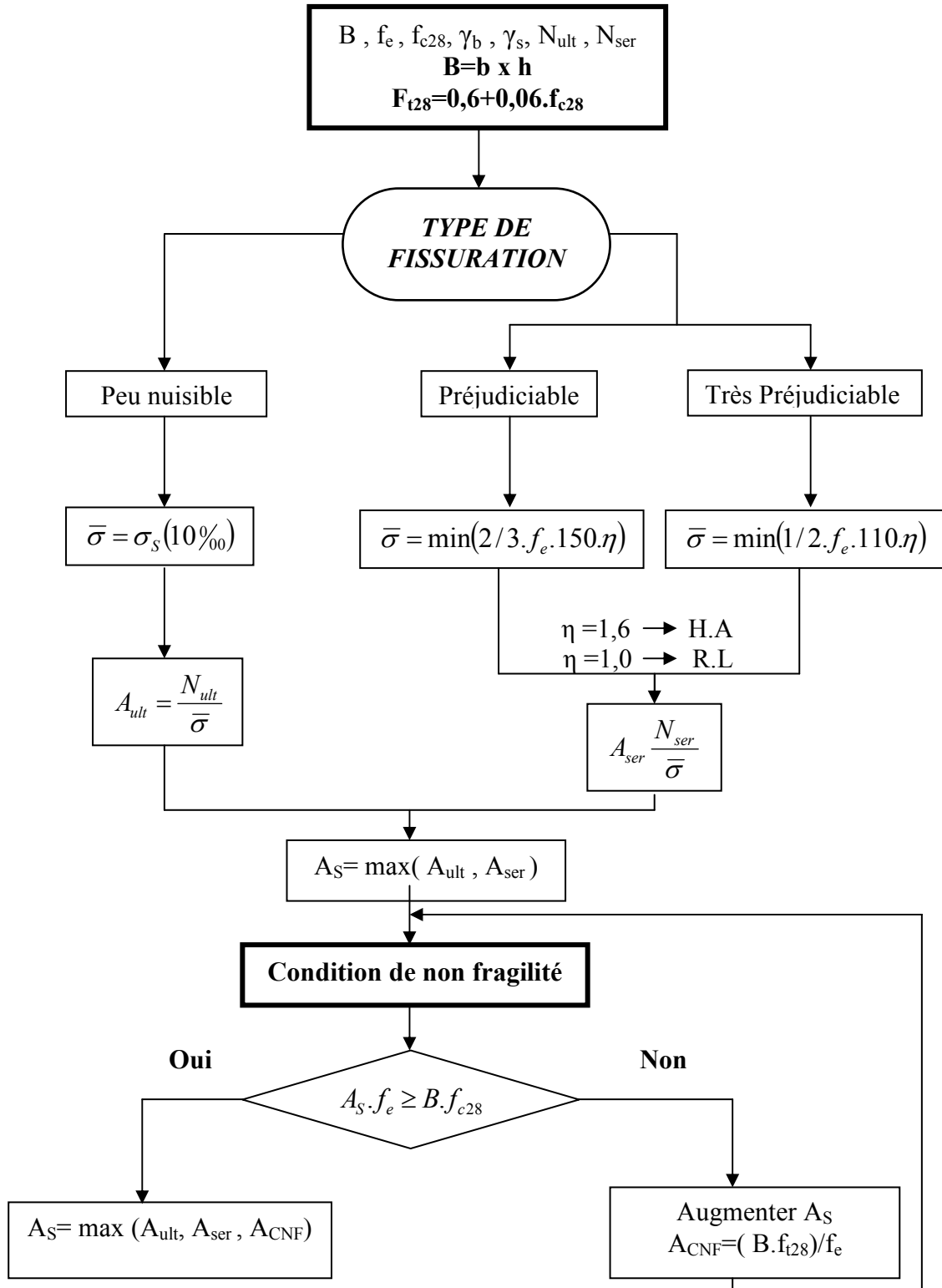
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

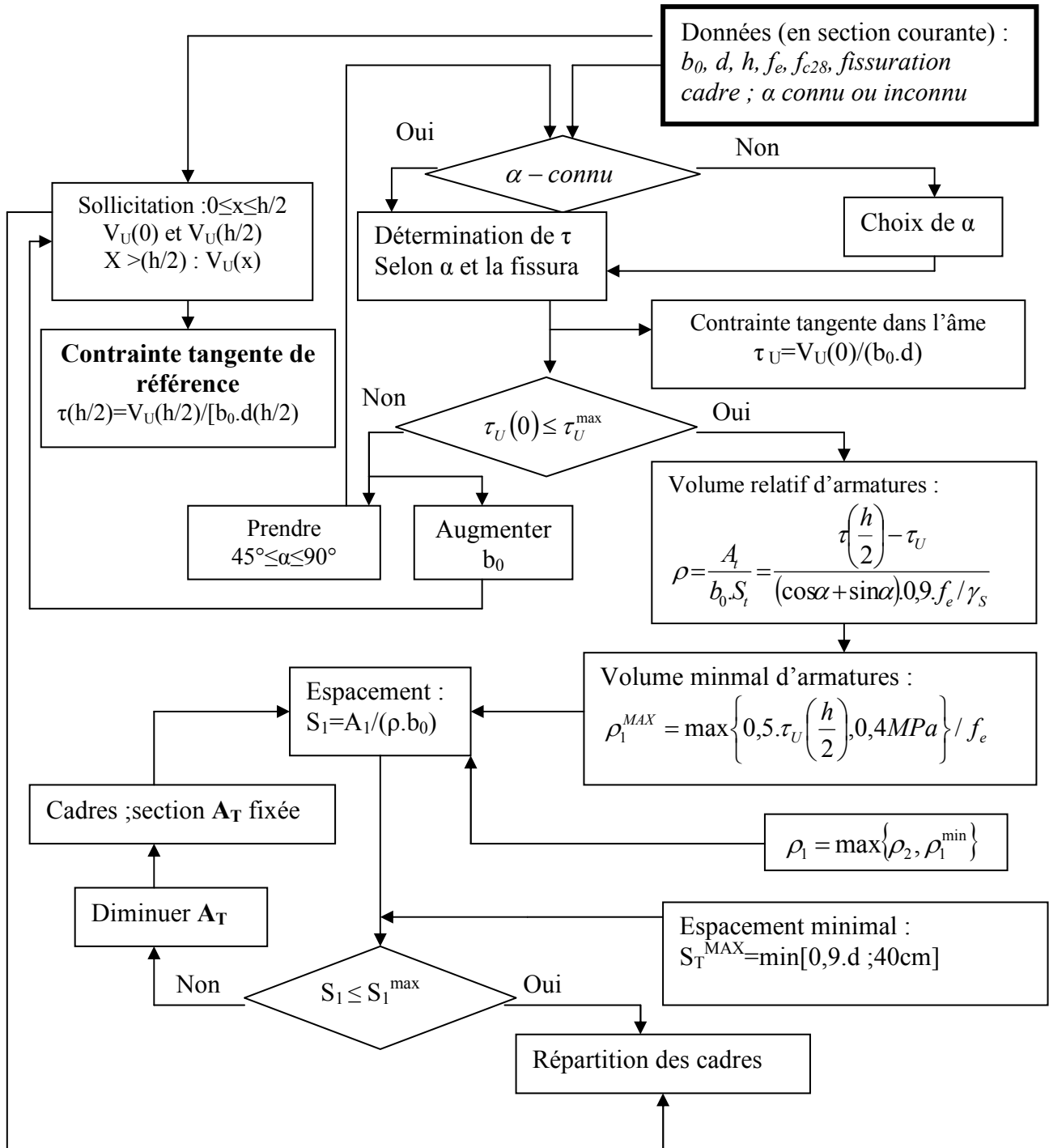
ORGANIGRAMME -II-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -III-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

CHAPITRE VI

ETUDE DE SOL

CHAPITRE VII

CALCUL DES FONDATIONS

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Les Organigrammes

Bibliographie

- [1] :D.T. " *BAEL 91 Modifié 99*".
- [2] : D.T " *EUROCODE 2*".
- [3] : D.T.R. " *Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003*".
- [4] : H.RENAUD et F. LETERTRE, " *Technologie du Bâtiment GROS-CŒUVRE (Ouvrage en B.A)* ".
- [5] : VICTORE DAVIDOVICI, " *Formulaire du béton armé : volume 1*".
- [6] : DTR B.C 2.2, " *Charges permanentes et charges d'exploitation* ".
- [7] : JEAN-MARIE HUSSON, " *Calcul des Structures en Béton*"
- [8] : VICTOR DAVIDOVICI, " *La Construction en Zone Sismique*".
- [9] : VICTORE DAVIDOVICI, " *Formulaire du béton armé : volume2*".
- [10] : D.T.R. " *C.B.A.93*".
- [11] :DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [12] : *DTU B 23.1-NF* règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris *CSTB*, 1976.
- [13] : *Melle Hasrouri Ahlem, Melle Keddah Ahlem*, " *Conception et Calcul Parasismique d'Un Auditorium Comportant Deux Planchers Nervurés*", Thèse de PFE « *Instituée de Génie civil de Blida* »,2011.

ANNEX :

Matériaux utilisé :

1- Plafonds en silicate de calcium



a- Définition :

Plafonds en silicate de calcium est un matériau qui est constitué principalement de la poudre de gypse et fibres de verre

b- Caractéristiques:

- high sound- capacité absorbante
- respectueux de l'environnement
- économie d'énergie
- stabilité dimensionnelle
- rayonnement
- retardateur de flamme
- étanche à l'humidité, haute résistance à la moisissure
- top qualité
- taille: 595*595
- épaisseur:15 mm
- **pois léger:** 6-7kg/m² l'exercice de poids est 30 fois celle de soi- poids de haute intensité: 355n. 2 fois celui de la norme internationale.

c- poids total par mètre carré :

Matériel de quille: en alliage d'aluminium avec poids de 2 Kg/m²

Poids de plafond/m² : 6-7kg/m²

Poids total /m² : 8-9 Kg /m²

Quelques photos :



2- Dalle De Sol En PVC



Définition

La dalle de sol PVC) est un matériau synthèse, composé de carbone, d'hydrogène, de plastifiants et de charges minérales. Il est issu du sel à 57%. Pour Trafic Intense.

Avantages :

De nombreux avantages pour des utilisations multiples:

- Dalle de sol PVC souple, plombante et très résistante: offre une résistance optimum et durable au passage d'engins.
- Polyvalente, facile à poser, rapide à monter et démonter
- Revêtement de sol antidérapant et ergonomique pour le confort et l'amélioration des conditions de travail des utilisateurs
- Sol isolant thermique et phonique.
- Dallage PVC esthétique et fonctionnel : permet l'identification de zones et le marquage au sol par des jeux de couleurs.
- Dalles de sol PVC personnalisables grâce au procédé d'impression exclusif Visiofloor pour la reproduction de logo ou de toute autre image sur le sol.

Caracteristiques

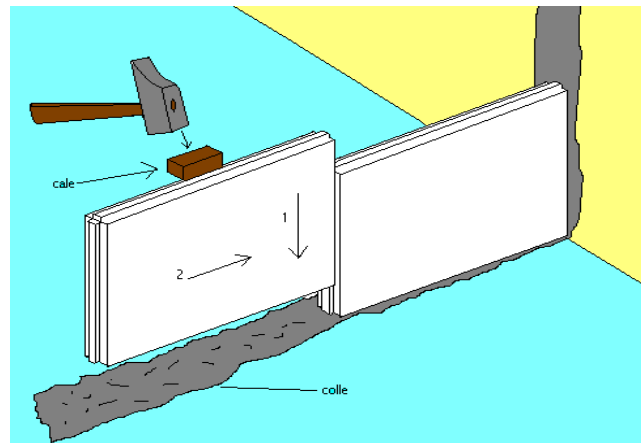
Dalles de sol PVC ne nécessitant aucun collage, sauf au soleil ou cas particuliers.

- **Système exclusif de fixations périphériques**
- **Finition** : lisse.
- **Dimensions** : (50 x 50) cm².
- **Epaisseur** : 7 mm.
- **Poids** : 2,20 kg / dalle (8,80 kg/m²).
- **Aspect de surface** : Satiné
- **Traitement de surface** : protection Stainproof.
- **Résistance** exceptionnelle à la compression : **50 tonnes / m²** Produit **100% recyclable**.

Quelques photos :



3- Les Murs Intérieurs



a- Poser Une Cloison En Carreaux De Plâtre :

Le carreau de plâtre est une petite paroi de plâtre. elle se présentent sous des formes différentes. Leurs dimensions sont: (66 X 50) cm² en épaisseur de 5, 6, 7 et 10 cm. standards : ils sont pleins, leur poids est de 24 kg pour une épaisseur de 7 cm

- Allégés : ils sont alvéolés dans le sens horizontal, leur poids est de 18 kg pour une épaisseur de 7 cm
- Hydrofugés: ils résistent à l'eau et à l'humidité. ils se présentent sous la forme "plein" ou "alvéolé".

b- La Procédure :

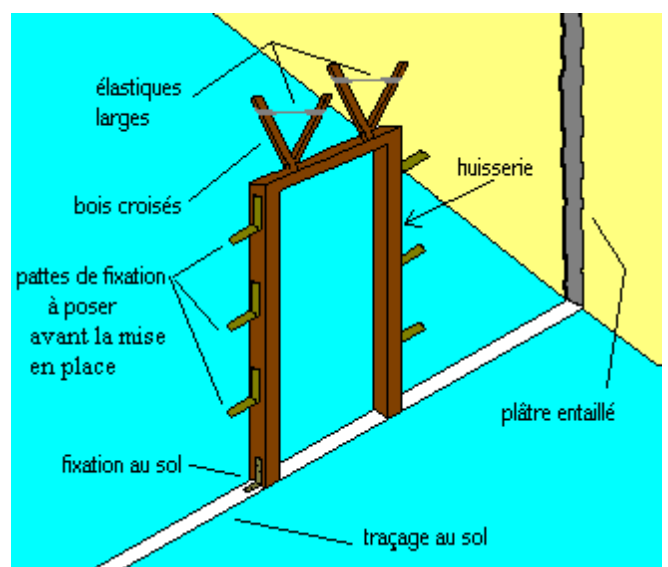
- Le Traçage :

Tracer au sol, l'emplacement de la cloison. Vérifier que le sol est plat, sinon, rattraper les petites inégalités à la colle, et pour les plus importantes, faire un socle de ciment.

- Si le sol est en bois, pour rattraper les irrégularités, prévoir un socle en bois de la largeur de la cloison.

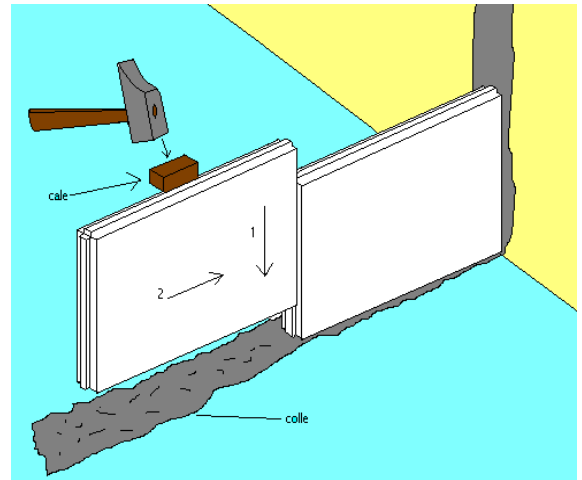
- Les huisseries doivent être positionnées avant de commencer la pose des carreaux de plâtre.

- Pour une liaison avec les murs plâtrés, dégager au burin l'épaisseur de plâtre.



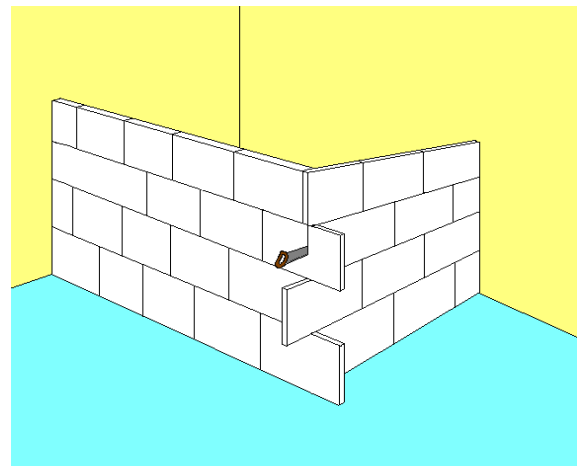
- **La Pose Des Carreaux**

Encoller généreusement les bords et le fond de la mortaise venant se positionner vers le mur et vers le sol. Présenter le premier carreau en appuyant bien dessus et à l'aide du marteau et de la cale ou du maillet, le caler sur le mur d'appui. Poser le 2ème carreau de la même manière, et ainsi de suite.



- **Le Passage Des Angles**

Lorsqu'on arrive à un angle, il faut laisser dépasser les plaques en cassant le tenon supérieur à l'endroit du croisement. Couper les morceaux de plaques qui dépassent. On habillera cet angle avec une cornière d'angle adaptée.



- **Le Dessus D'une Porte**

Pour une question de solidité, il ne doit pas avoir de joint de plaques en alignement avec les montants verticaux d'une huisserie.

