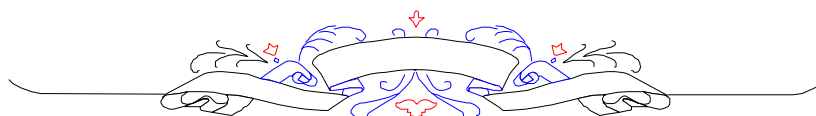


Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue de l'obtention du diplôme
de Master en génie civil option construction civile et industrielle



Thème

Etude d'un bâtiment

(R+7+2 S-SOL+ 2 E-SOL)

à usage d'habitation, commercial et service, à ossature mixte

avec le logiciel ETABS V9.6



Dirigé par :

Mme Hammoum Karima

Etudié par :

Kheris Louiza

Medrouk Ag amestan.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Mme Hamoum Karima, pour ses précieux conseils, son aide et sa patience tout au long de notre travail.

Nous remercions profondément nos chers parents pour leur soutien et leur disponibilité.

Nous adressons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui nous sont proches, qui nous ont apporté leur soutien et leur réconfort, que ce soit de près ou de loin.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Nous dédions ce travail à :

- ✓ nos chers parents, notre source d'encouragement et de réussite.
- ✓ nos frères et sœurs.
- ✓ nos oncles, tantes, cousins et cousines.
- ✓ aux familles : MEDROUK et KHERIS.
- ✓ nos chers ami(e)s.
- ✓ la mémoire de ceux qui nous ont quittés.

Ag Amestan et Louiza.

Sommaire

Sommaire.....	1
Introduction générale.....	7
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage	
1.1. Présentation du projet.....	8
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	9
1.3. Eléments de la structure.....	9
1.3.1. Description des éléments de la structure.....	9
1.3.2. La réglementation utilisée.....	11
1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	11
1.4.1. Le béton.....	11
1.4.2. Les aciers.....	15
1.5. Conclusion	17
Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments	
Introduction.....	18
2.1. Détermination des charges et surcharges.....	18
2.2. Prédimensionnement des éléments	20
2.1.1. Plancher à corps creux.....	20
2.2.2. Plancher dalle pleine.....	21
2.2.3. Poutres.....	22
2.2.4. Voiles.....	24
2.2.5. Poteaux.....	25
2.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	31
2.5. Conclusion.....	31
Chapitre 3 : Calcul des éléments	
3.1. Calcul des planchers.....	33
3.1.1. Plancher en corps creux.....	33
3.1.1.1. Calcul de la dalle de compression.....	33

3.1.1.2. Calcul des poutrelles.....	34
3.1.1.3. Dimensions de la table de compression.....	34
3.1.1.4. Calcul des efforts internes de la poutrelle.....	35
3.1.1.5. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU.....	40
3.1.1.5.1. Calcul des armatures.....	40
3.1.1.5.2. Vérification à l'ELU.....	42
3.1.1.6. Vérification à l'ELS.....	45
3.1.2. Plancher en dalle pleine.....	49
3.1.2.1. Calcul de la dalle pleine	49
3.1.2.2. Vérification à l'état limite ultime.....	55
3.1.2.3. Vérification à l'état limite de service	56
3.2. L'escalier.....	58
3.2.1. Prédimensionnement de la paillasse et du palier.....	60
3.2.2. Détermination des charges de calcul.....	62
3.2.2.1. Détermination des sollicitations de calcul.....	62
3.2.2.2. Combinaisons des charges et surcharges.....	62
3.2.3. Dimensionnement de l'escalier.....	63
3.2.3.1. Calcul à l'état limite ultime.....	63
3.2.3.2. Vérification à l'ELU.....	66
3.2.3.3. Calcul à l'état limite de service.....	69
3.2.3.4. Vérification à l'ELS.....	72
3.3. La poutre palière.....	75
3.3.1. Prédimensionnement de la poutre palière.....	75
3.3.1.1. Vérification des dimensions	75
3.3.1.2. Détermination des charges et surcharges.....	76
3.3.2. Calcul de la poutre palière.....	76
3.3.2.1. Calcul à l'ELU.....	76
3.3.2.2. Vérification à l'ELU.....	78
3.3.2.3. Calcul à l'ELS.....	80
3.3.2.4. Vérification à l'ELS.....	82
3.4. Les balcons.....	84
3.4.1. Dimensionnement du balcon.....	84
3.4.2. Calcul du balcon.....	86
3.4.3. Ferrailage du balcon.....	87

3.4.3.1. Vérifications des contraintes à L'ELU.....	88
3.4.4. Calcul à L'ELS.....	89
3.5. La salle machine	92
3.5.1. Dimensionnement de la salle machine.....	92
3.5.2. Détermination des sollicitations.....	93
3.5.3. Calcul des moments agissant sur la dalle.....	93
3.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	94
3.5.5. Vérification à l'ELU.....	95
3.5.6. Vérification à l'ELS.....	97
 Chapitre 4 : Etude du contreventement	
Introduction.....	101
4.1. Caractéristiques géométriques des portiques.....	102
4.1.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres	102
4.1.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques	103
4.1.3. Calcul des coefficients correcteurs a_{ij}	103
4.1.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens	103
4.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau.....	104
4.2. Caractéristiques géométrique des voiles.....	122
4.2.1. Etudes des refends.....	122
4.3. Calcul des inerties fictives des portiques	130
4.3.1. Calcul des inerties des portiques méthode des approximations successives.....	130
4.3.1.1. Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires).....	130
4.3.1.2. Calcule de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux.....	132
4.3.1.3. Calcule des flèches par niveau	132
4.3.2. Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher ...	133
4.3.3. Interprétation des résultats	143
4.4. Conclusion	145
 Chapitre 5 : Modélisation de la structure sur ETABS	
Introduction.....	146
5.1. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)	146
5.2. Description du logiciel ETABS	146

5.3. Modélisation de la structure sous ETABS	147
5.3.1. Rappel (Terminologie).....	147
5.3.2. Choix de la Méthode de calcul	147
5.3.3. Présentation de la méthode modale spectrale	148
5.4. Etapes de modélisation	148
5.4.1. Introduction de la géométrie du modèle	149
5.4.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	151
5.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	152
5.4.4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003	155
5.5. Définition des Charges statiques (G, Q)	162
5.5.1. Définition de la charge sismique	164
5.5.2. Mise en place des éléments de la structure.....	164
5.5.3. Définition de la Masse source	167
5.5.4. Chargement des éléments	170
5.5.5. Diaphragme	174
5.6. Introduction aux vérifications.....	177
5.6.1. Analyse et visualisation des résultats	177
5.6.2. Vérifications.....	177
5.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure.....	181
5.6.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	183
5.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	187
5.6.6. Vérification de l'excentricité article.....	190
5.7. Conclusion.....	190

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

Introduction.....	193
6.1. Ferrailage des poteaux.....	193
6.1.1. Recommandation du RPA 2003	193
6.1.2. Calcul du ferrailage	195
6.1.3. Vérification à l'état limite ultime.....	202
6.1.4. Vérification à de l'état limite de service.....	203
6.2. Ferrailage des poutres.....	222

6.2.1. Recommandations du RPA99.....	222
6.2.2. Calcul des armatures à l'ELU.....	223
6.2.3. Vérification à l'ELU.....	228
6.2.4. Vérification à l'ELS.....	230
6.3. Ferrailage des voiles.....	240
6.3.1. Combinaisons d'action.....	240
6.3.2. Etude des trumeaux.....	240
6.3.2.1. Exemple de calcul	245
6.3.3. Etude des linteaux.....	258
6.3.3.1. Ferrailage des linteaux.....	258
6.3.3.2. Exemple de calcul	260

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Introduction	264
7.1. Types de fondations.....	264
7.2. Choix du type de fondation.....	264
7.3. Origines des accidents pouvant survenir aux fondations.....	265
7.4. Résultats de l'étude géotechnique du sol	265
7.5. Dimensionnement des semelles.....	266
7.5.1. Semelles isolées	266
7.5.2. Semelles filantes.....	266
7.6. Etude du radier général	269
7.6.1. Pré dimensionnement du radier	269
7.6.2. Détermination des efforts	270
7.6.3. Détermination des efforts à la base du radier	271
7.6.4. Les vérifications	272
7.6.5. Ferrailage du radier	276
7.6.6. Ferrailage du débord	279
7.7. Etude des nervures.....	281

Chapitre 8 : Etude du mur plaque

Introduction.....	289
8.1. Prédimensionnement du mur plaque.....	289
8.1.1. Contraintes de sollicitations.....	289

8.1.2. Caractéristiques du sol	283
8.1.3. Calcul des sollicitations.....	290
8.1.4. Calcul des sections d'armatures.....	293
8.1.5. Vérification à l'ELS	294

Conclusion générale

Introduction générale

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent à une même cause : de mauvaises dispositions constructives. Donc nous ne devons pas nous contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on se doit de chercher les facteurs déterminant le comportement dynamique des structures afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

A cet effet, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise des méthodes des éléments finis adoptées dans le génie civil, conformément aux règlements en vigueur.

Dans notre projet, nos calculs seront conformes au règlement parasismique algérien (RPA99, version 2003), les règlements du béton aux états limites (CBA93) et au béton armé aux états limites ultimes (BAEL91, modifié 1999). C'est dans cette voie que nous avons mené notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Un intérêt particulier a été porté pour le logiciel ETABS V9.6 pour le dimensionnement, la modélisation et l'analyse de notre structure.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1. Présentation du projet

La structure qui fait l'objet de notre étude nous a été confiée par le bureau d'étude VALTECNIA (Bureau d'étude d'ingénierie et d'architecture). Le projet représente un complexe touristique, hôtelier et résidentiel qui est implanté dans la commune de Mansourah, Wilaya de Tlemcen (figure 1.1) et (figure 1.2). La zone d'étude est classée selon le RPA99 (modifié en 2003), en zone de faible sismicité (Zone 1) et de groupe d'usage 1B. La contrainte du sol σ_{sol} à cet endroit a été évaluée à 2.5 bars par des essais géotechniques effectués par le bureau d'étude.



Figure 1.1 : Plan de situation du projet sur Google Map.



Figure 1.2 : Plan de situation du projet sur Google Earth.

Le projet comme l'illustre la figure 1.3 est composée de deux parties. La première partie est constituée de deux sous-sols en parking, deux entre sols à usage multiple et un rez-de-chaussée. Quant à la deuxième partie elle est constituée de trois bâtiments en élévation.

Dans le cadre de notre étude, nous nous intéressons à l'étude du bâtiment central (A) en R+7 avec deux cages d'escalier, une cage d'ascenseur et une terrasse inaccessible. Le bâtiment est à usage hôtelier.



Figure 1.3 : Représentation en 3D du projet

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont représentées dans les plans de structure. Ils sont résumés comme suit :

Hauteur totale du bâtiment.....	41.84 m.
Longueur du bâtiment.....	29.90 m.
Largeur du bâtiment.....	26.05 m.
Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m.
Hauteur du rez de chaussé.....	4.50 m.
Hauteur d'un entre sol	4.90 m.
Hauteur d'un sous sol	3.06 m.

1.3. Eléments de la structure

Les éléments principaux assurent la stabilité de l'ouvrage. Ils sont composés de l'ensemble des poutres, des poteaux et des voiles.

Les éléments secondaires aident les éléments principaux à assurer cette stabilité. Ils sont composés de l'ensemble des planchers, des escaliers et de la maçonnerie.

1.3.1. Description des éléments de la structure

a. L'ossature (éléments principaux)

L'immeuble est à ossature mixte. Il est composé par des poteaux et des poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles en béton armé, disposé dans les deux sens

(longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement mixte. Ces voiles assurent la stabilité, en augmentant la rigidité de l'ensemble de l'ouvrage.

b. Planchers (éléments secondaires)

Les planchers sont des aires planes destinées à limiter les différents niveaux d'un bâtiment supporter les revêtements et les surcharges. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Nous distinguons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux

Ils sont composés par des corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles coulées sur place. Le plancher terrasse, inaccessible, sera muni d'une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales, d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

- Planchers en dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et des espaces où la réalisation d'un plancher à corps creux est difficile ou impossible.

c. Maçonneries

- Murs extérieurs

Ils seront en double cloison de briques creuses de 15 cm séparés par une lame d'air de 5 cm.

- Murs intérieurs

Ils seront en simple cloison de briques creuses de 10 cm. Néanmoins, sur notre projet, nous retrouvons des cloisons intérieures de 30 cm d'épaisseur.

d. Revêtement

Quatre types de revêtements sont utilisés :

- carrelage pour les planchers et escaliers,
- céramique pour les murs de cuisine et la salle d'eau,
- mortier de ciment pour les murs de façade,
- enduit de plâtre pour cloisons intérieures.

e. Escaliers (éléments secondaires)

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers. Elles seront réalisées en béton armé et coulées sur place.

f. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte un ascenseur. La cage d'ascenseur sera constituée de voiles en béton armé et coulée sur place.

g. Coffrages

Pour des raisons pratiques, nous avons opté pour l'utilisation de coffrages classique (en bois) avec du bois galvanisé qui nous permettra d'avoir des surfaces de parois de béton bien lisse.

h. Fondations (infrastructure)

Le choix de la fondation se fera selon :

- l'importance de l'ouvrage (poids de la structure),
- la résistance pratique du sol,
- la nature du sol. Dans notre cas, le sol est meuble (site S3),
- choix de la réalisation facile.

1.3.2. La réglementation utilisée

Le calcul et le dimensionnement de notre structure sera mené conformément à la réglementation suivante :

- règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91, modifié 99**),
- règles parasismiques algériennes (**RPA 99, modifié 2003**),
- charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-22**),
- conception et calcul des structures en béton armé (**CBA 93**)

1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.4.1. Le béton

Le béton est une roche artificielle obtenu par mélange de ciment (liant), d'eau et de granulats (sable, gravier) dans des proportions bien déterminées.

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, désignée par f_{c28} (Résistance à la compression à 28 jours). Cette résistance est déterminée en laboratoire par l'essai de compression axiale moyennant des cylindres droits de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm (Figure 1.3).

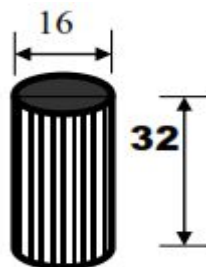


Figure 1.3 : Eprouvette pour mesurer la compression du béton.

- **Résistance caractéristiques à la compression f_{cj}**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci est notée f_{c28} . Elle est obtenue par un essai de compression axiale.

N.B : Pour notre étude, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Cette résistance varie avec l'âge du béton. Pour $j \leq 28 \text{ jours}$, elle est déterminée et calculée à partir des relations (1.1) et (1.2) du (BAEL 91 : Art 2.1.11).

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

- **Résistance caractéristique à la traction f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est donnée par la relation (1.3) du (BAEL 91 : Art 2.1.12).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots (1.3)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, nous obtenons $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Etats limites du béton**

Tous les calculs à effectuer au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites.

Nous distinguons :

- a. **L'état limite ultime (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- l'équilibre statique (pas de renversement),
- la résistance mécanique de l'ouvrage,
- et la stabilité de forme (pas de flambement).

- b. **L'état limite de service (ELS)**

Il est défini en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité. Nous distinguons :

- les états limites de service vis-à-vis de la compression du béton,
- les états limites d'ouverture des fissures,
- les états limites de service de déformation.

- **Contrainte limite de résistance à la compression**

ELU

Selon le (BAEL 91 : Art 4.3.4), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (1.4)$$

θ est un coefficient qui est donné en fonction de la durée d'application des actions :

- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures,
- $\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,

- $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < 1 heure.

γ_b est un coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1.5$ dans le cas d'une situation courante,
- $\gamma_b = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

Cas courant

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \\ \theta = 1 \end{array} \right\} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Cas accidentel

$$\left. \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \\ \theta = 0.85 \end{array} \right\} f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$$

Le diagramme de cette déformation à l'ELU est donné par la figure 1.4 :

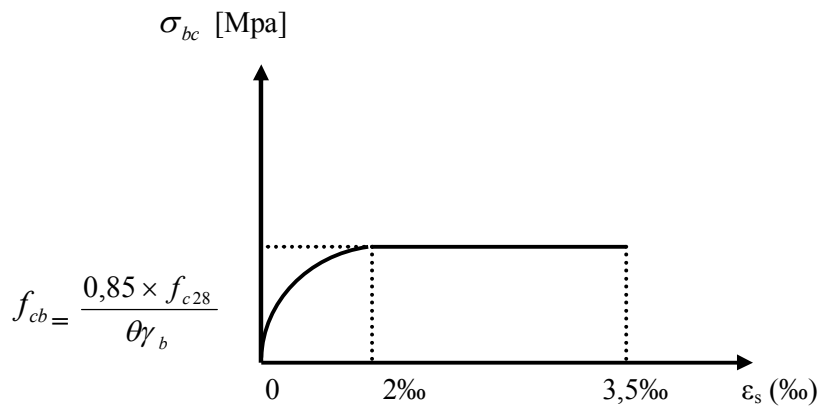


Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

ELS

Selon le (BAEL 91 : Art 4.5.2), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots(1.5)$$

Dans notre cas, la contrainte de compression est égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Le diagramme de cette déformation à l'ELS est donné par la figure 1.5 :

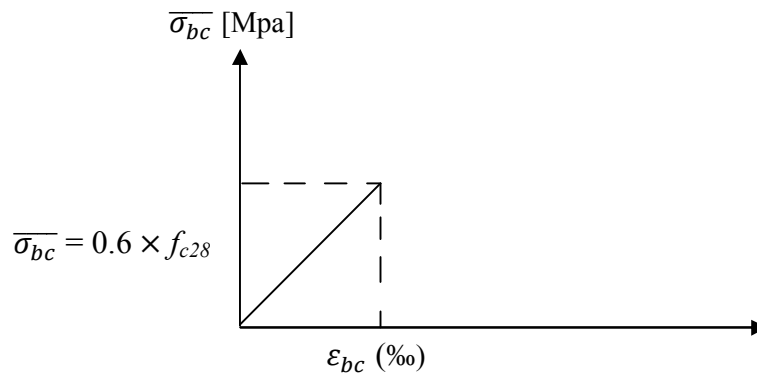


Figure 1.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

• **Contrainte limite de cisaillement**

Selon le (BAEL 91 : Art 5.1.211), la contrainte de cisaillement ultime (τ_u) est donnée par les expressions suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] \dots\dots\dots(1.6)$$

Dans notre cas, la contrainte de cisaillement est égale à :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] \dots\dots\dots(1.7)$$

Dans notre cas, la contrainte de cisaillement est égale à :

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa}$$

• **Module d'élasticité longitudinal**

a. Module d'élasticité instantané du béton

Selon le (BAEL 91 : Art 5.1.211), lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]}$$

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

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation longitudinal différé du béton

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), le (BAEL 91 : Art 2.1.22) nous préconise de prendre un module égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots(1.8)$$

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

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation transversal

Selon le (BAEL 91 : Art 2.1.3), il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots(1.9)$$

avec

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson.

d. Coefficient de poisson (ν)

Selon le (BAEL 91 : Art 2.1.3), c'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \dots\dots\dots(1.10)$$

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

1.4.2. Les aciers

L'acier est un matériau très résistant obtenu par alliage de fer et de carbone. Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Tableau 1.1 : Caractéristiques de l'acier

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_c [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement droit [Ψ]
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 $\varnothing < 6$	TS	520	550	8	1.3	1

a. Module d'élasticité longitudinal

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, selon le (BAEL 91 : Art 2.2.1), est de :

$$E_s = 2. 10^5 \text{ MPa}$$

b. Contraintes limites

Selon le (BAEL 91 : Art 4.3.2), les contraintes sont données comme suit :

ELU

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (1.11)$$

avec

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15, & \text{en situation courante,} \\ 1, & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissurations en limitant les contraintes dans les armatures

- fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (BAEL 91 : Art 4.5.32),
- fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries (BAEL 91 : Art 4.5.33),

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \dots \dots (1.12)$$

- fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés en milieu agressif (BAEL 91 : Art 4.5.34),

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \dots \dots (1.13)$$

avec :

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction,

η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1,6, & \text{pour les aciers H.A dont } \varnothing > 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3, & \text{pour les aciers H.A dont } \varnothing < 6\text{mm.} \end{cases}$$

Les armatures utilisées pour le ferrailage des éléments de notre ouvrage sont :

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance f_e E 400 sont de limite d'élasticité :

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

- Treillis soudé à haute adhérence (\varnothing 4, 5 mm) sont de limite d'élasticité :

$$f_e = 520 \text{ Mpa.}$$

c. Diagramme contrainte – déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la

rupture. Le diagramme contraintes – déformations à l'ELU selon le (BAEL 91 : Art 2.2.2), est donné par la figure 1.6 :

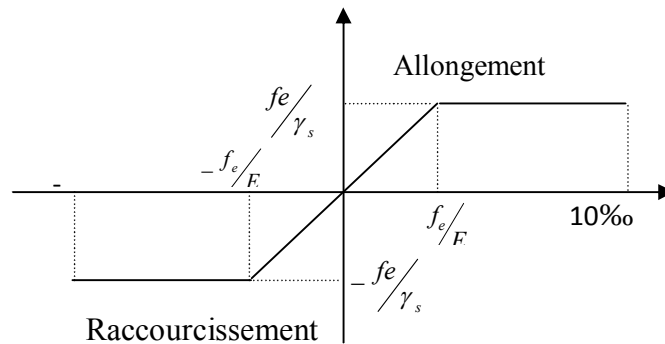


Figure 1.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

d. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des intempéries et des agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes du (BAEL 91 : Art 7.24) :

- $C \geq 5\text{cm}$: éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives,
- $C \geq 3\text{m}$: pour les éléments situés en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations.),
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Pour notre cas, nous considérerons $C = 5\text{cm}$ pour les éléments de l'infrastructure et $C = 3\text{cm}$ pour les éléments de la superstructure compte tenu de certaines intempéries du site ou se situ notre ouvrage.

1.5. Conclusion

Pour mener nos calculs dans les chapitres qui suivront, nous nous référons aux résultats suivant :

- contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars,
- résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa,
- résistance caractéristique du béton à la traction : $f_{t28} = 2.1$ MPa.

Chapitre 2

Prédimensionnement des éléments

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux le constituant, nous consacrons ce deuxième chapitre à la détermination des charges appliquées aux différents éléments (planchers, murs, poteaux, poutres). Nous effectuerons par la suite le prédimensionnement de ces éléments conformément aux règlements en vigueur : RPA99, (modifié 2003), BAEL91 (Modifié 99) et CBA, 93.

2.1. Détermination des charges et surcharges

La détermination des charges et surcharges se fera conformément au (DTR-BC-22).

- Plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Protection en gravillons (15/25)	20	0,050	1,00
2	Étanchéité multicouches	6	0,020	0,12
3	Forme de pente	22	0,10	2,2
4	Isolation thermique	4	0,04	0,16
5	Plancher en corps creux (20+5)	14	0,25	3,50
6	Enduit de plâtre	10	0,025	0,25
La surcharge d'exploitation : Q = 1 kN/m ²				G= 7,23

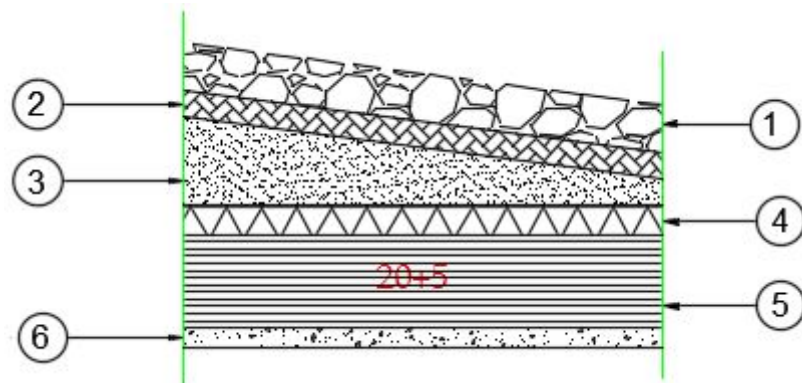


Figure 2.1 : Représentation du plancher terrasse

- Plancher RDC et étage courant

Tableau 2.2 : Evaluation des charges RDC et de l'étage courant

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Cloisons de séparation	/	0,1	0.75
2	Carrelage	22	0,02	0,44
3	Mortier de pose	20	0,02	0.4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Plancher à corps creux (20+5)	14	0,25	3,50
6	Enduit de plâtre	10	0,025	0,25
La surcharge d'exploitation : Q = 1.5 kN/m ²				G= 5.7

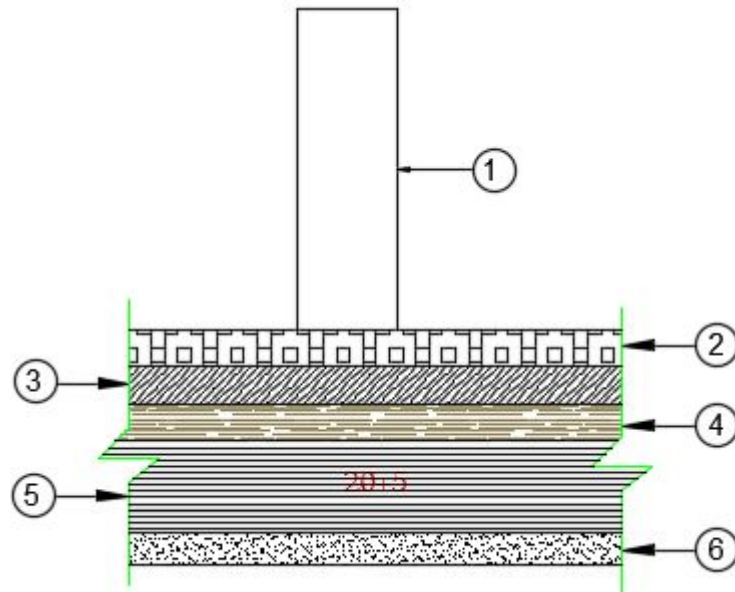


Figure 2.2 : Représentation du plancher étage courant

- Planchers entre sols 1,2 et sous sol 2

Tableau 2.3 : Evaluation des charges des dalles des entre sols et sous sol 2

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0.4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,25	6.25
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
La surcharge d'exploitation : Q = 4 kN/m ²				G= 7.65

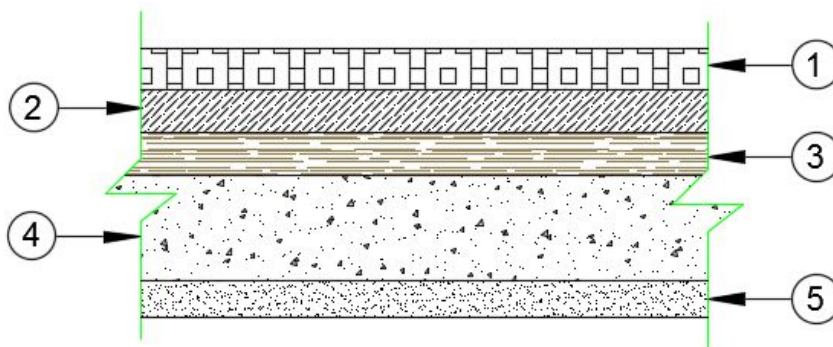


Figure 2.3 : Représentation du plancher Entre sol 1,2 et sous sol 2

- Plancher sous sol 1

Tableau 2.4 : Evaluation des charges de la dalle du sous sol 1

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,25	6.25
2	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
La surcharge d'exploitation : Q = 4 kN/m ²				G= 6.45



Figure 2.4 : Représentation du plancher sous sol 1

- Murs extérieurs

Ils seront en double parois en briques creuses.

Tableau 2.5 : Evaluation des charges pour les murs extérieurs

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique	/	0,015	0.4
3	Lame	00	0,05	00
4	Brique	/	0,10	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 2.76

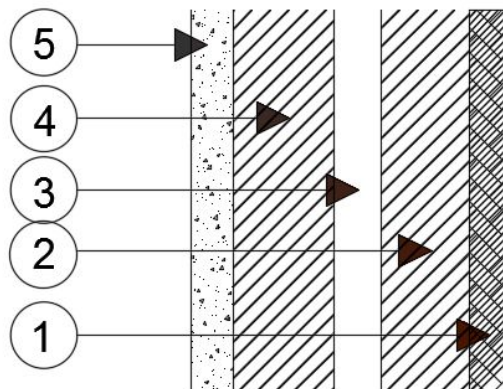


Figure 2.5 : Représentation d'un Mur extérieur.

2.2. Prédimensionnement des éléments

2.1.1. Plancher à corps creux

La hauteur h_p du plancher est déterminée par la relation (2.1) conformément au (BAEL 91, Art B.6.8.423) et au (CBA 93) :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5} \dots\dots\dots (2.1)$$

l , étant la longueur maximum dans le sens de disposition des poutrelles (entre nus d'appuis).

Soit :

$l = 5.00 \text{ m}$, ce qui donne : $h_p \geq 22.22 \text{ cm}$

Ainsi, nous adoptons des planchers de $h_p = 25 \text{ cm}$ c'est-à-dire : (20+5) cm.

avec

- hauteur du corps creux de 20 cm,

- hauteur de la dalle de compression de 5 cm.

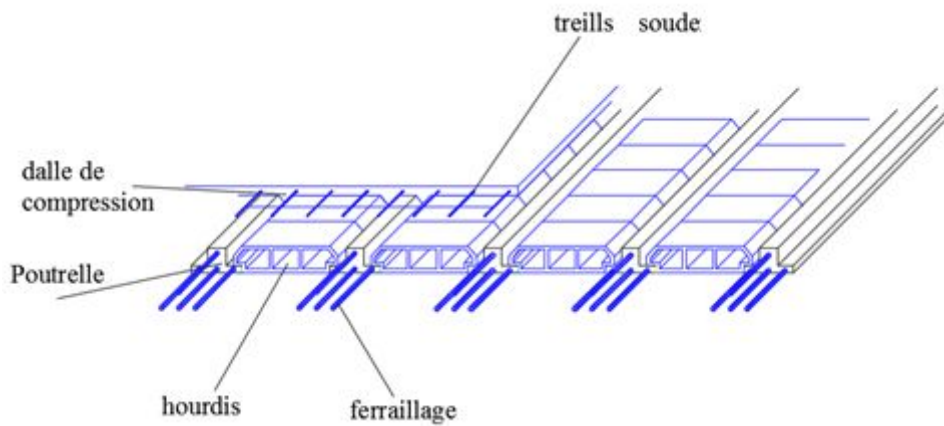


Figure 2.1 : Détail du plancher en corps creux

2.2.2. Plancher dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions du (BAEL 91, Art 8.2) suivantes :

- la résistance à la flexion,
- l'isolation acoustique,
- la résistance au feu.

a. Résistance à la flexion

- Plancher

L'épaisseur e_p de la dalle des planchers est donnée par la formule (2.2)

$$e_p \geq \frac{L}{30} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec

L : la plus grande portée du plancher,

Soit :

$L = 775 \text{ cm}$, ce qui nous donne : $e_p = \frac{775}{30} = 24.83 \text{ cm}$.

Nous adoptons ainsi : $e_p = 25 \text{ cm}$.

- Balcon

L'épaisseur de la dalle des balcons e_b est donnée par la formule (2.3)

$$e_b \geq \frac{L_0}{10} \dots \dots \dots (2.3)$$

avec

L_0 : la portée libre égale à 135 cm,

Ce qui nous donne : $e_b = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm}$.

Nous adoptons ainsi : $e_b = 15 \text{ cm}$.

b. Isolation acoustique

D'après le (BAEL 91, Art8.2), l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse.

L : l'isolation acoustique.

$$L = 13.3 \log (10M), \quad \text{si : } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (10 M) + 9, \quad \text{si : } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle qui est de :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm.}$$

c. Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, le (DTU, Norme P92-701) nous informe que l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm.

2.2.3. Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux de section rectangulaire servant à reprendre les charges (G) et les surcharges (Q) des planchers et les transmettre aux éléments verticaux.

Le prédimensionnement est effectué en respectant les conditions suivantes :

$$\frac{L_{max}}{16} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(2.4)$$

$$\text{et } 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \dots\dots\dots(2.5)$$

Le coffrage minimum des poutres (RPA 99, Art 7.5.1) est de :

$$\left. \begin{array}{l} b > 20 \text{ cm,} \\ h > 30 \text{ cm,} \\ \frac{h}{b} < 4. \end{array} \right\} \dots\dots\dots(2.6)$$

Avec

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L_{max} : portée maximum entre nus d'appuis.

- **Poutres principales du RDC et des étages courants**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, constituant ainsi un appui à celle-ci.

La hauteur h des poutres principales est donnée par la relation (2.4), avec $L_{max} = 5.9 \text{ m}$.

Nous obtenons: $36.87 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$

Nous adoptons : $h = 45 \text{ cm}$.

La largeur b des poutres principales est donnée par la relation (2.5), avec $L_{max} = 5.9 \text{ m}$.

Nous obtenons: $18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$

Nous adoptons : $b = 30\text{ cm}$.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}, \\ h = 45\text{ cm} > 30\text{ cm}, \\ \frac{h}{b} = 1.5\text{ cm} < 4. \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées}$$

Enfin, la section des PP adoptée est (30×45).

Poutres principales PP \Longrightarrow (30×45)

- **Poutres secondaires du RDC et étages courants**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

La hauteur h des poutres secondaires est donnée par la relation (2.4), avec $L_{\max} = 5.00\text{ m}$.

Nous obtenons: $31.25\text{ cm} \leq h \leq 50\text{ cm}$

Nous adoptons : $h = 40\text{ cm}$.

La largeur b des poutres secondaires est donnée par la relation (2.5), avec $L_{\max} = 5.00\text{ m}$.

Nous obtenons: $16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$

Nous adoptons : $b = 25\text{ cm}$.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm}, \\ h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}, \\ \frac{h}{b} = 1.6\text{ cm} < 4. \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées}$$

Enfin, la section des PS adoptée est (25×40).

Poutres secondaires PS \Longrightarrow (25x40)

- **Poutres principales des entre sols et des sous sols**

La hauteur h des poutres principales est donnée par la relation (2.4), avec $L_{\max} = 7.75\text{ m}$.

Nous obtenons: $48.43\text{ cm} \leq h \leq 77.5\text{ cm}$

Nous adoptons : $h = 50\text{ cm}$.

La largeur b des poutres principales est donnée par la relation (2.5), avec $L_{\max} = 7.75\text{ m}$.

Nous obtenons: $20\text{ cm} \leq b \leq 35\text{ cm}$

Nous adoptons : $b = 30\text{ cm}$.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}, \\ h = 50\text{ cm} > 30\text{ cm}, \\ \frac{h}{b} = 1.67\text{ cm} < 4. \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées}$$

Enfin, la section des PP adoptée est (30×50).

Poutres principales PP \Longrightarrow (30x50)

• **Poutres secondaires des sous sols et entre sols**

Elles assurent le chaînage.

La hauteur h des poutres secondaires est donnée par la relation (2.4), avec $L_{max} = 5.90$ m.

Nous obtenons: $36.87 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$

Nous adoptons : $h = 40 \text{ cm}$.

La largeur b des poutres principales est donnée par la relation (2.5), avec $L_{max} = 5.90$ m.

Nous obtenons: $16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

Nous adoptons : $b = 25 \text{ cm}$.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}, \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}, \\ \frac{h}{b} = 1.6 \text{ cm} < 4. \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées}$$

Enfin, la section des PS adoptée est (25×40).

Poutres secondaires PS \Longrightarrow (25x40)

2.2.4. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du (RPA,99 ;2003) qui préconise la condition : $L \geq 4 e_p$.

avec

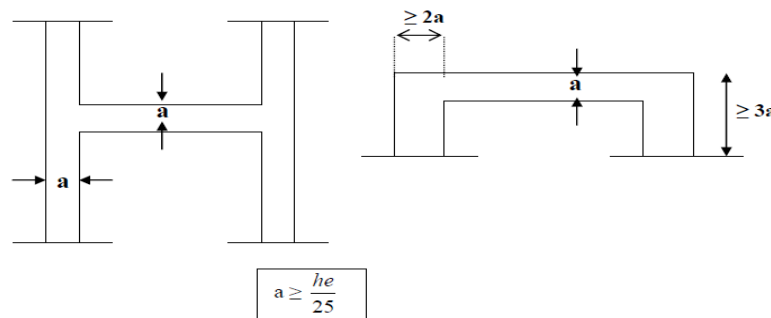
e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur minimale des voiles.

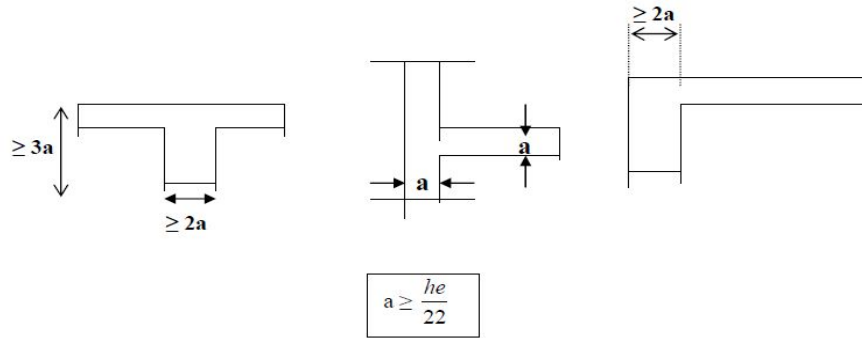
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\} \dots\dots(2.7)$$

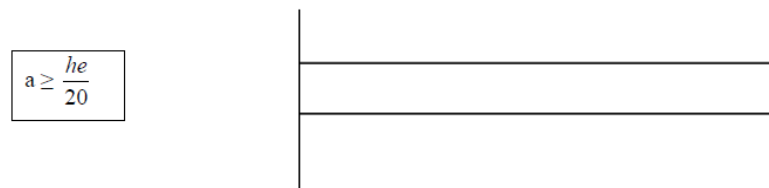
Cas n°1



Cas n°2



Cas n°3



Dans notre cas, l'épaisseur du voile est déterminée par la condition suivante :

$$e_p \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2.8)$$

Avec

h_e : la plus grande hauteur libre de l'étage (utile).

$$h_e = 490 - 25 = 465 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } e_p \geq \frac{465}{20} = 23.25 \text{ cm.}$$

Nous adoptons des voiles d'une épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$.

2.2.5. Poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs qui servent à reprendre les charges et surcharges verticales et de les transmettre aux fondations (infrastructure). Le prédimensionnement se fait à l'ELS en considérant un effort de compression $N = (G+Q)$ pour le poteau le plus sollicité, en compression simple centré et ce par un calcul basé sur la descente des charges. On choisit le poteau affecté à la surface du plancher chargé lui revenant.

La section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S_p = \frac{N}{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots (2.9)$$

Avec

S_p : section transversale du poteau,

N : effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau, avec : $N_s = G+Q$

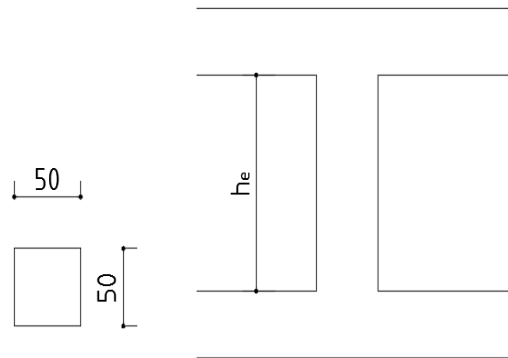
σ_{bc} : contrainte admissible du béton.

Nous avons : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

• **Vérification au (RPA 99; modifié 2003)**

Pour la (zone I), le RPA et le (BAEL 91, A.7.4.1) imposent de vérifier les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm}$,
- $\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$,
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4$.



Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage. Elle est égale à :

- $h_e = 2.85 \text{ m}$, pour les sous sols et les étages courants,
- $h_e = 4.25 \text{ m}$, pour les entre sols,
- $h_e = 4.65 \text{ m}$, pour le rez-de-chaussée.

Nous adoptons préalablement la section des poteaux comme suit :

$b \times h = 50 \times 50 \text{ cm}^2$.

Le poteau pour lequel nous allons effectuer la descente des charges est le poteau (C5) qui est représenté sur le plan (...)

• **Calcul des surfaces d'influence sur le poteau (C5)**

a. Surface d'influence dans les étages courants et le RDC

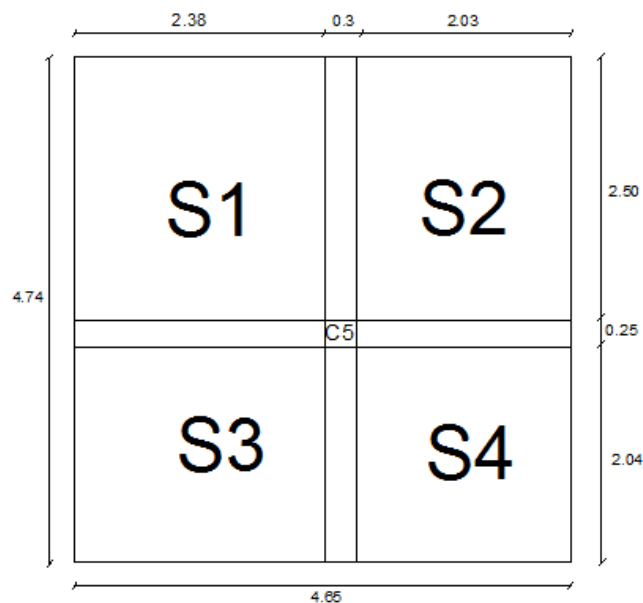


Figure 2.2: Représentation de la surface d'influence dans les étages courants et le RDC

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \dots \dots \dots (2.10)$$

$$S_1 = 2.38 \times 2.50 = 5.95 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.03 \times 2.50 = 5.07 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.04 \times 2.03 = 4.14 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 2.38 \times 2.04 = 4.85 \text{ m}^2.$$

$$S = 20.01 \text{ m}^2.$$

b. Surface d'influence dans les sous sols et les entre sols

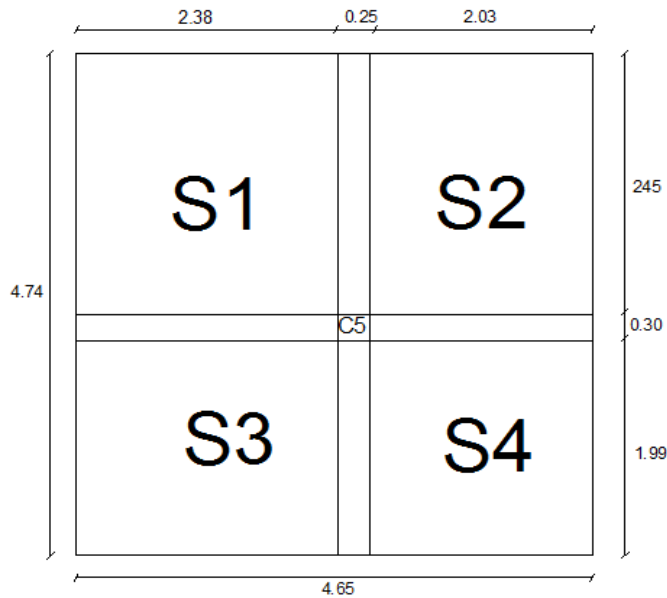


Figure 2.3: Représentation de la surface d'influence dans les sous sols et entre sols

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \dots \dots \dots (2.11)$$

$$S_1 = 2.38 \times 2.45 = 5.83 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.03 \times 2.45 = 4.97 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.99 \times 2.03 = 4.04 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 2.38 \times 1.99 = 4.74 \text{ m}^2.$$

$$S = 19.58 \text{ m}^2.$$

- **Calcul du poids propre et des surcharges d'exploitations des éléments**

a. Poids propres et surcharges d'exploitation des planchers

- Plancher Terrasse

$$G = 20.01 \text{ m}^2 \times 7,23 \text{ kN/ m}^2 = 144.67 \text{ kN}$$

$$Q = 20.01 \text{ m}^2 \times 1 \text{ kN/ m}^2 = 20.01 \text{ kN}$$

- Plancher courant et RDC

$$G = 20.01 \text{ m}^2 \times 5.7 \text{ kN/ m}^2 = 114.05 \text{ kN}$$

$$Q = 20.01 \text{ m}^2 \times 1.5 \text{ kN/ m}^2 = 30.02 \text{ kN}$$

- Plancher entres sols et sous sol 01

$$G = 19.58 \text{ m}^2 \times 7,65 \text{ kN/ m}^2 = 149.78 \text{ kN}$$

$$Q = 19.58 \text{ m}^2 \times 4 \text{ kN/ m}^2 = 78.32 \text{ kN}$$

- Plancher Sous sol 02

$$G = 19.58 \text{ m}^2 \times 6.45 \text{ kN/ m}^2 = 126.3 \text{ kN}$$

$$Q = 19.58 \text{ m}^2 \times 4 \text{ kN/ m}^2 = 78.32 \text{ kN}$$

b. Poids propres et surcharges d'exploitation des poutres

- Poutres Principales entre sols et sous sols (30x50)

$$G^{PP} = (0.5 \times 0.3 \times 25) \times 4.41 = 15.54 \text{ kN}$$

- Poutres Secondaires ES et SS (25x40)

$$G^{PS} = (0.4 \times 0.25 \times 25) \times 4.44 = 11.1 \text{ kN}$$

- Poids Poutres Principales ES et SS + Poids Poutres Secondaires ES et SS

$$G = G^{PP} + G^{PS} = 15.54 + 11.1 = 25.64 \text{ kN}$$

- Poutres Principales RDC et étages courants (30x45)

$$G^{PP} = (0.3 \times 0.45 \times 25) \times 4.54 = 15.32 \text{ kN}$$

- Poutres Secondaires RDC et étages courants (25x40)

$$G^{PS} = (0.4 \times 0.25 \times 25) \times 4.41 = 11.02 \text{ kN}$$

- Poids poutres principales RDC et étages courants+ poids poutres secondaires RDC et étages courants :

$$G = G^{PP} + G^{PS} = 15.32 + 11.02 = 26.35 \text{ kN}$$

c. Surcharges d'exploitations des escaliers et des balcons

- Surcharge d'exploitations Escaliers

$$Q = 2.5 \text{ kN/ m}^2$$

- Surcharge d'exploitations des balcons

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

d. Poids propres et surcharges d'exploitations des poteaux

- Poids propre des Poteaux du RDC

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 4.25 \times 25 = 26.56 \text{ kN}$$

- Poids propres des Poteaux des étages courant et des poteaux des sous sol

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 2.80 \times 25 = 17.5 \text{ KN}$$

- Poids propres des Poteaux des entre sols

$$G = 0.5 \times 0.5 \times 4.65 \times 25 = 29.06 \text{ KN}$$

• Dégression verticale des surcharges d'exploitations

Le document technique réglementaire (DTR-BC, 22) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \dots \dots \dots (2.12)$$

Lorsque des locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont prises en compte sans abattement.

Enoncé de la loi de dégression :

Dans notre cas, les surcharges d'exploitation sont égales à Q_0 pour le toit ou la terrasse, à Q pour les étages courants et le RDC et à Q' pour les entre sols et les sous sols.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Terrasse : $Q_0 = 20.01 \text{ kN}$

Niveau 6 : $Q_0 + Q = 20.01 \text{ kN} + 30.02 \text{ kN} = 50.03 \text{ kN}$

Niveau 5 : $Q_0 + 0.95 (2Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.95 (2 \times 30.02 \text{ kN}) = 77.04 \text{ kN}$

Niveau 4 : $Q_0 + 0.90 (3Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.90 (3 \times 30.02 \text{ kN}) = 101.064 \text{ kN}$

Niveau 3 : $Q_0 + 0.85 (4Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.85 (4 \times 30.02 \text{ kN}) = 122.078 \text{ kN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0.80 (5Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.80 (5 \times 30.02 \text{ kN}) = 140.09 \text{ kN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0.75 (6Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.75 (6 \times 30.02 \text{ kN}) = 155.1 \text{ kN}$

Niveau RDC : $Q_0 + 0.71 (7Q) = 20.01 \text{ kN} + 0.71 (7 \times 30.02 \text{ kN}) = 169.20 \text{ kN}$

E/Sol 2 : $Q_0 + 0.66 (8Q) + Q' = 20.01 \text{ kN} + 0.66 (7 \times 30.02 \text{ kN}) + 78.32 = 241.22 \text{ kN}$

E/Sol 1 : $Q_0 + 0.65 (8Q) + (2Q') = 20.01 \text{ kN} + 0.65 (7 \times 30.02 \text{ kN}) + (2 \times 78.32) = 315.34 \text{ kN}$

S/Sol 2 : $Q_0 + 0.636 (8Q) + (3Q') = 20.01 \text{ kN} + 0.636 (7 \times 30.02 \text{ kN}) + (3 \times 78.32) = 391.56 \text{ kN}$

S/Sol 1 : $Q_0 + 0.5 (8Q) + (4Q') = 20.01 \text{ kN} + 0.5 (7 \times 30.02 \text{ kN}) + (4 \times 78.32) = 465.67 \text{ kN}$

Ces résultats sont récapitulés dans le tableau 2.6 qui suit :

Tableau 2.6 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité

Niveau	Poids des planchers (kN)	Poids des poutres (kN)	Poids des poteaux (kN)	Somme $G=\sum G_i$ (kN)	G cumulée (kN)	Q cumulée (kN)	N= G+Q (kN)	$S_p = \frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Valeur de h ou b ($\sqrt{S_p}$) (cm)	Section Adoptée (cm ²)
Terrasse	144.67	26.35	17.5	188.52	188.52	20.01	208.53	139.02	11.79	(30x35)
Niveau 6	114.05	26.35	17.5	157.9	346.42	50.03	396.45	264.3	16.26	(30x35)
Niveau 5	114.05	26.35	17.5	157.9	504.32	77.04	581.36	387.57	19.68	(30x35)
Niveau 4	114.05	26.35	17.5	157.9	662.22	101.06	763.28	508.85	22.56	(35x45)
Niveau 3	114.05	26.35	17.5	157.9	820.12	122.07	942.19	628.12	25.06	(35x45)
Niveau 2	114.05	26.35	17.5	157.9	978.02	170.91	1148.93	765.95	27.67	(35x45)
Niveau 1	114.05	26.35	17.5	157.9	1135.92	155.1	1291.02	860.68	29.34	(40x50)
RDC	114.05	26.35	26.56	166.96	1302.88	169.20	1472.08	981.38	31.33	(40x50)
Entre sol 2	150.76	25.64	29.06	205.46	1508.34	241.22	1749.56	1166.37	34.15	(40x50)
Entre sol 1	150.76	25.64	29.06	205.46	1713.8	315.34	2029.14	1352.76	36.78	(50x60)
Sous sol 1	150.76	25.64	17.5	193.9	1907.7	391.56	2299.26	1532.84	39.15	(50x60)
Sous sol 2	127.27	25.64	17.5	170.41	2078.11	465.67	2543.78	1695.85	41.18	(50x60)

D’où les sections des poteaux adoptées :

Section des poteaux des sous sols 1 et 2 et de l’entre sol 2 : (50x60)

Section des poteaux de l’entre sol 1 du rez-de-chaussée et du niveau 1 : (40x50)

Section des poteaux du niveau 2,3 et 4 : (35x45)

Section des poteaux de niveau 5,6 et de la terrasse : (30x35)

2.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers deviennent élancés, suite à l'influence défavorable des sollicitations. Nous vérifierons l'élancement des poteaux avec la loi suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots \dots (2.13)$$

Avec

L_f : longueur de flambement : $L_f = 0.7 L_0 \dots \dots (2.14)$,

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \dots \dots (2.15)$,

L_0 : hauteur libre du poteau,

S : section transversale du poteau ($b \times h$),

I : moment d'inertie du poteau : ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \dots \dots (2.16)$); ($I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \dots \dots (2.17)$).

Nous allons faire la vérification pour le poteau qui a la plus petite section, c'est-à-dire le poteau (30x45), qui nous donnera la plus petite valeur du rayon de giration ($i = \frac{30}{\sqrt{12}} = 8.66$).

Ainsi la plus grande valeur de l'élancement ($\lambda = \frac{0.7 \times 285}{8.66} = 23.03$). Si la condition de résistance est vérifiée avec cette section, cela voudra dire que toutes les autres sections de poteaux la vérifient aussi.

$L_0 = 2.85$ m d'où $\lambda = 23.03 < 50$. La condition est vérifiée.

On en déduit alors que tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

2.5. Conclusion

Les résultats du prédimensionnement sont récapitulés comme suit :

- épaisseur du plancher à corps creux : $h_p = 25$ cm. C'est-à-dire (20+5),
- épaisseur du plancher dalle pleine : $e_d = 25$ cm,
- épaisseur de la dalle des balcons : $e_b = 15$ cm,
- épaisseur des voiles : $e_p = 25$ cm,
- section des poutres :

Tableau 2.7 : récapitulatif des sections des poutres principales et secondaires selon les niveaux.

Poutres	Poutre principale (sous sols et entre sols)	Poutre secondaire (sous sols et entre sols)	Poutre principale (RDC et étages courants)	Poutre secondaire (RDC et étages courants)
Section adoptée (cm ²)	(30x50)	(25x40)	(30x45)	(25x40)

- section des poteaux :

Tableau 2.8 : récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux

Niveau	Section adoptée (cm ²)
Sous sol 1 et 2 ; Entre sol 2	(50x60)
Entre sol 1 ; RDC ; Niveau 1	(40x50)
Niveau 2, 3 et 4	(35x45)
Niveau 5, 6 et la terrasse	(30x35)

Chapitre 3

Calcul des éléments

3.1. Calcul des planchers

3.1.1. Plancher en corps creux

Dans notre projet, le rez-de-chaussée et les étages courants sont constitués d'un plancher en corps creux d'épaisseur (20+5) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

3.1.1.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5 cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520), dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le (BAEL 91, art B.8.6, 423)

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures,
- l'entre axe des poutrelles est comprise entre 50 cm et 80 cm,
- les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \dots\dots\dots(3.1)$$

avec

A_{\perp} : (cm²) par mètre linéaire,

L : entre axe des poutrelles (L=65 cm),

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 520$ MPa).

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons 5 T₆ à un $A_{\perp} = 1.41$ cm²/ml, et un espacement $e_s = 20$ cm.

b. Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons 5 T₆ ($A_{\parallel} = 1.41$ cm²/ml), avec un espacement $e_s = 20$ cm.

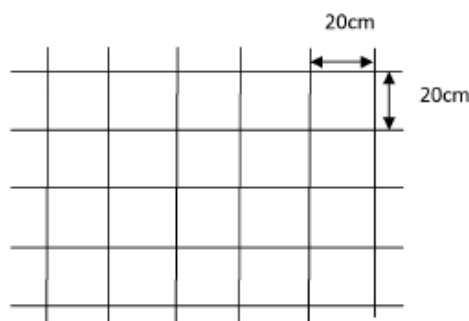


Figure 3.1 : Schéma du treillis soudé avec un espacement (20x20)

3.1.1.2. Calcul des poutrelles

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires (Figure 3.2), partiellement encastree à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

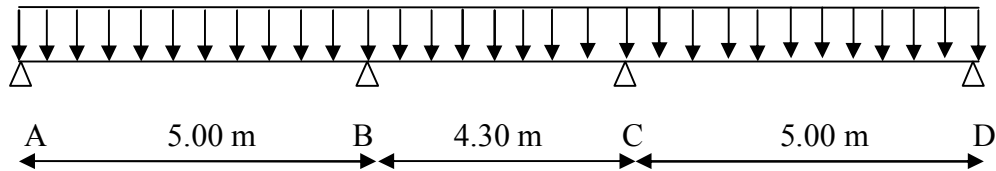


Figure 3.2 : Schéma statique de la poutrelle

a. Calcul des chargements

Tableau 3.1 : Evaluation des chargements selon les niveaux de la structure

Niveau	Charge permanente G (Kn/ml)	Surcharge d'exploitation Q (Kn/ml)	ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q$ (Kn/ml)	ELS $q_s = G + Q$ (Kn/ml)
Plancher RDC et étages courants	$5.7 \times 0.65 = 3.71$	$1.5 \times 0.65 = 0.98$	6.47	4.69

3.1.1.3. Dimensions de la table de compression

Pour déterminer la largeur de la table de compression, nous allons calculer avec la travée la plus longue.

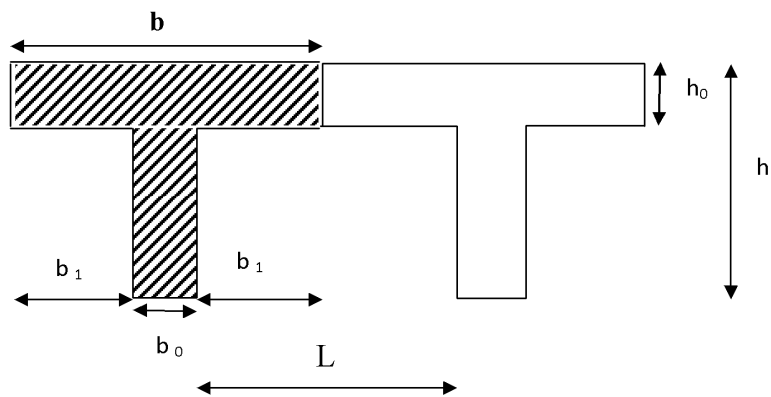


Figure 3.3 : Schéma de la table de compression

Nous allons calculer b :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8 h_0 \right) \dots \dots \dots (3.3)$$

avec

L : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles : $L = 65 - 12 = 53$ cm ,

L_1 : longueur de la plus grande travée : $L_1 = 5.00$ m,

b_0 : largeur de la nervure égale à 12 cm,

h_0 : épaisseur de la dalle de compression égale à 5 cm.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}; \frac{500}{10}; 8 \times 5 \right) = \min (26.5; 50; 40) = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

3.1.1.4. Calcul des efforts internes de la poutrelle

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchants seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire,
- méthode des trois moments,
- méthode de Caquot.

a. Principe de la méthode forfaitaire

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et les moments en appuis à partir de fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

b. Domaine d'application de la méthode forfaitaire

- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 kN/m².

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots \dots \dots (3.4)$$

- La fissuration doit être considérée comme étant non préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections transversales doivent être les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives doivent être dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

c. Exposé de la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \dots \dots \dots (3.5)$$

α : le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérées.

- Les valeurs de M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\}$,
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire,
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

On prend le M_t^{max} .

avec

M_t : moment maximal en travée considérée,

M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue,

M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue,

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \dots\dots\dots(3.6)$$

avec

l : longueur entre nus d'appuis.

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doivent être au moins égale à :

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées,
- 0.3 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- 0.5 M_0 pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de deux travées.

d. Vérification de l'application de la méthode forfaitaire

Nous allons vérifier l'application de la méthode forfaitaire selon les règles de l'article B.6.2.210 du BAEL91.

- Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (Terrasse) sont :

$$G = 3.71 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} \dots\dots\dots(3.7)$$

$$Q = 0.98 \leq \max \{9.4 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$$

(Condition vérifiée),

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

(Condition vérifiée),

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots(3.8)$$

$$0.8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{500}{430} = 1.16 \leq 1.25,$$

$$0.8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{430}{500} = 0.86 \leq 1.25.$$

(Condition vérifiée),

- Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

(Condition vérifiée).

N.B

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, celle-ci est donc applicable.

e. Calcul des efforts internes avec la méthode forfaitaire

Le calcul se fera à l'ELU.

➤ Calcul des combinaisons de charges

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (3.9)$$

$$q_u = 1.35(3.71+0.12)+1.5(0.98)$$

$$q_u = 6.64 \text{ kN/m}$$

ELS

$$q_s = G+Q \dots \dots \dots (3.10)$$

$$q_s = (3.71+0.12) + 0.65$$

$$q_s = 4.48 \text{ kN/m}$$

➤ Calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{0.98}{1+3.71} = 0.208, 0 < \alpha < 0.66$$

$$1+0.3 \alpha = 1.06$$

$$\frac{1+0.3 \alpha}{2} = 0.53$$

$$\frac{1.2+0.3 \alpha}{2} = 0.63$$

➤ Calcul des moments fléchissant

- Calcul des moments isostatiques M_{0i}

$$M_{01} = \frac{6.64 \times (5)^2}{8} = 20.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.64 \times (4.3)^2}{8} = 15.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.64 \times (5)^2}{8} = 20.75 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$M_A = - 0.3 M_{01} = - 0.3 \times 20.75 = - 6.23 \text{ kN.m}$$

$$M_B = - 0.5 M_{01} = - 0.5 \times 20.75 = - 10.375 \text{ kN.m}$$

$$M_C = - 0.5 M_{03} = - 0.5 \times 20.75 = - 10.375 \text{ kN.m}$$

$$M_D = - 0.3 M_{03} = - 0.3 \times 20.75 = - 6.23 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée**

- **Travée de rive (AB)**

$$M_{tAB} \geq (1+0.3 \alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 1.06 \times 20.75 - \frac{6.23+10.375}{2} = 13.695 \text{ kN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0.63 \times 20.75 = 13.073 \text{ kN.m}$$

- **Travée intermédiaire (BC)**

$$M_{tBC} \geq (1+0.3 \alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 1.06 \times 15.35 - \frac{10.375 + 10.375}{2} = 5.896 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0.5 \times 15.35 = 7.675 \text{ kN.m}$$

- **Travée de rive (CD)**

$$M_{tCD} \geq (1+0.3 \alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_{tCD} \geq 1.06 \times 20.75 - \frac{6.23+10.375}{2} = 13.695 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0.63 \times 20.75 = 13.073 \text{ kN.m}$$

Récapitulatif

$$M_{tAB} = 13.695 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = 7.675 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = 13.695 \text{ kN.m}$$

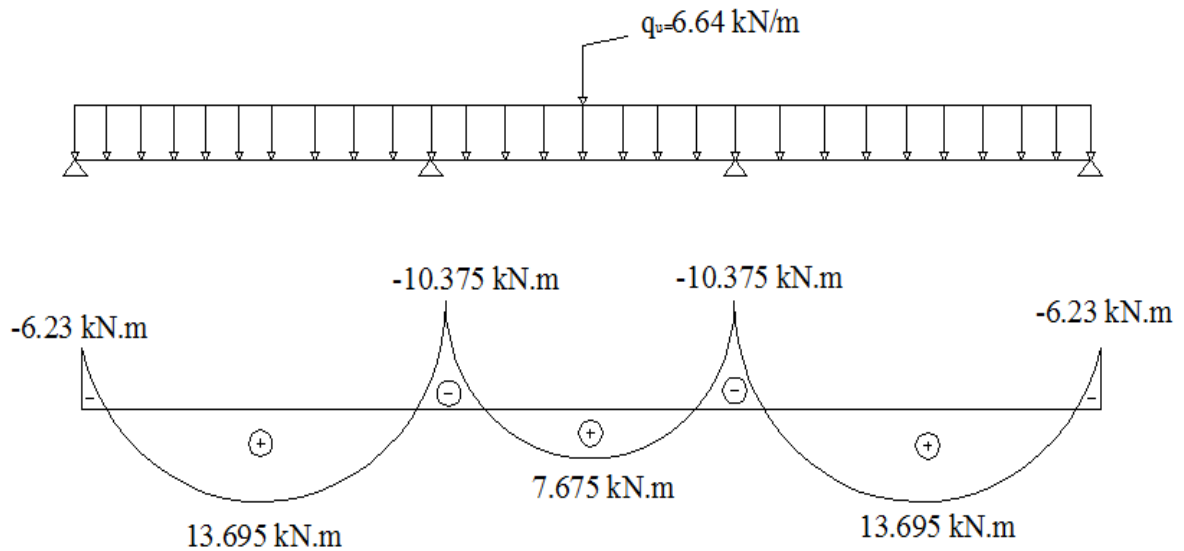


Figure 3.4 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU

➤ Calcul des efforts tranchants

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \dots\dots\dots(3.11)$$

avec

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique :

$$\theta(x=0) = \frac{q_u \times L}{2} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$\text{et } \theta(x=l) = - \frac{q_u \times L}{2} \dots\dots\dots(3.13)$$

M_i et M_{i+1} : moment sur appui i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_W : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée :

$$T_W = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}, \dots\dots\dots(3.14)$$

$$T_e = - \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}, \dots\dots\dots(3.15)$$

L : longueur de la travée.

- Travée de rive (AB)

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} + \frac{q l_{AB}}{2} = \frac{6.23 - 10.375}{5} + \frac{6.64 \times 5}{2} = 15.771 \text{ kN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} - \frac{ql_{AB}}{2} = \frac{6.23 - 10.375}{5} - \frac{6.64 \times 5}{2} = -17.429 \text{ kN}$$

- Travée intermédiaire (BC)

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} + \frac{ql_{BC}}{2} = \frac{10.375 - 10.375}{4.3} + \frac{6.64 \times 4.3}{2} = 14.276 \text{ kN}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} - \frac{ql_{BC}}{2} = \frac{10.375 - 10.375}{4.3} - \frac{6.64 \times 4.3}{2} = -14.276 \text{ kN}$$

- Travée de rive (CD)

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} + \frac{ql_{CD}}{2} = \frac{10.375 - 6.23}{5} + \frac{6.64 \times 5}{2} = 17.429 \text{ kN}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} - \frac{ql_{CD}}{2} = \frac{10.375 - 6.23}{5} - \frac{6.64 \times 5}{2} = -15.771 \text{ kN}$$

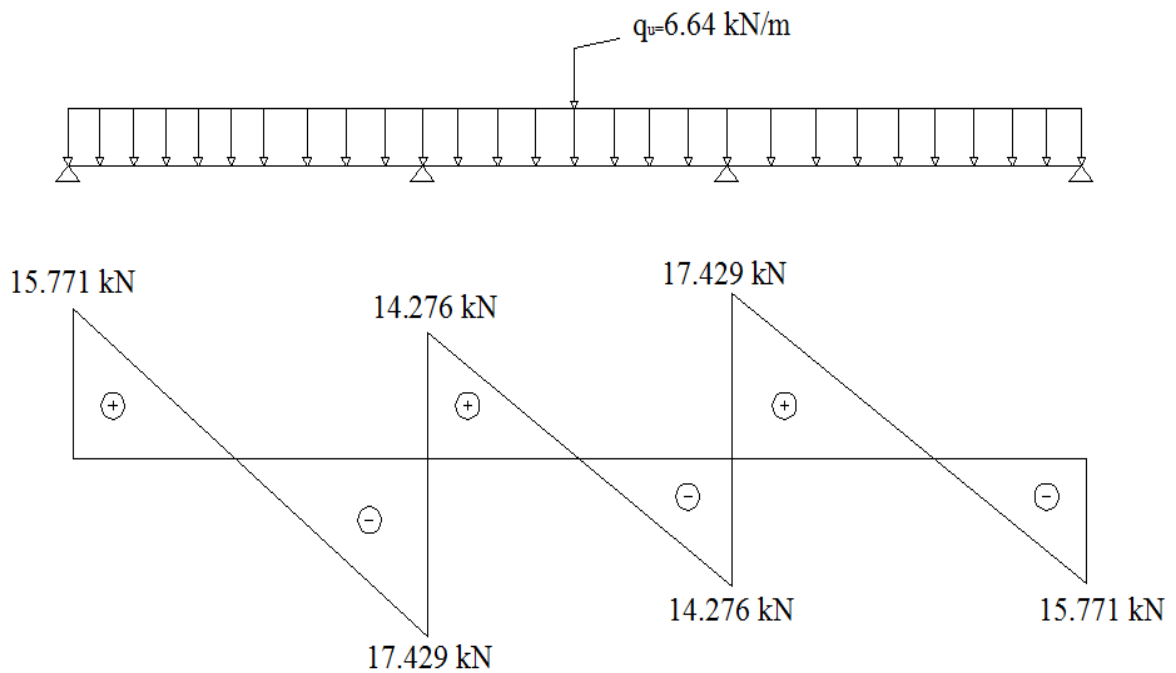


Figure 3.5 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3.1.1.5. Ferrailage de la poutrelle à l'ELU

3.1.1.5.1. Calcul des armatures

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- en travée : $M_t^{max} = 13.695 \text{ Kn.m}$
- sur appui : $M_{ap}^{max} = 10.375 \text{ Kn.m}$

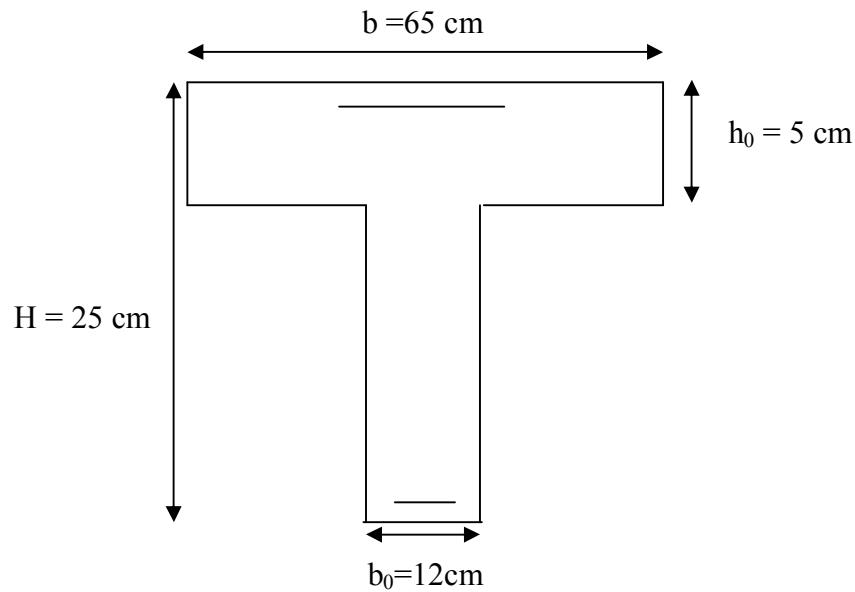


Figure 3.6 : Section de la poutre en Té

En travée

Nous calculons le moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \dots\dots\dots(3.16)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 73.84 \text{ kN.m}$$

$M_0 = 73.84 \text{ kN.m} > M_t^{max} = 14.95 \text{ kN.m}$ —————> L'axe neutre situé dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}$.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\mu_u = \frac{13.695}{0.65 \times (0.22^2) \times 14.2 \times 10^3} = 0.0306 < 0.392$$

La section est simplement armée, on prend $\beta = 0.983$.

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$A_{st} = \frac{13.695}{0.983 \times 0.22 \times 348 \times 10^3} = 1.820 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.82 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$ donc 3HA10.

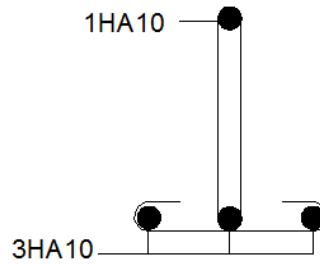


Figure 3.7 : Ferrailage de la poutrelle en travée.

En appuis

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de section $(b_0 \times h) = (12 \times 25)$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_{app}^{max}}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots\dots(3.19)$$

$$\mu_u = \frac{10.375}{0.12 \times (0.22^2) \times 14.2 \times 10^3} = 0.126 < 0.392$$

La section est simplement armée, on prend $\beta = 0.932$.

$$A_{st} = \frac{M_{app}^{max}}{\beta d \sigma_{st}} \dots\dots\dots(3.20)$$

$$A_{st} = \frac{10.375}{0.932 \times 0.22 \times 348 \times 10^3} = 1.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.45 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$ donc 2HA10.

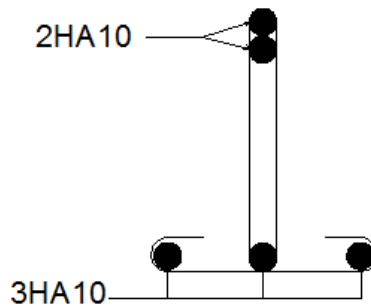


Figure 3.8 : Ferrailage de la poutrelle en appuis.

3.1.1.5.2. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

Selon l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99, la section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(3.21)$$

En travée

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 22 \times 2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

En appuis

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sapp} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.32 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

b. Vérification de l'effort tranchant

Selon l'article A.5.1 du BAEL91, modifié 99 :

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

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \dots\dots\dots(3.22)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots(3.23)$$

$$\tau_u = \frac{17.429 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} = \min \{3.33; 5\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa},$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification de la contrainte d'adhérence

Selon l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum u_i} \dots\dots\dots(3.24)$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots(3.25)$$

avec

u_i : périmètre des barres.

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA.

$$U_i = n \times \Pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{17.429 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 94.2} = 0.934 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.934 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa},$$

(Condition vérifiée).

d. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Selon l'article A.5.1.313 du BAEL91, modifié 99 :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 b_0 \alpha \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \dots\dots(3.26)$$

avec

$$\alpha = 0.9 d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 158.4 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 17.429 \text{ Kn} < 158.4 \text{ Kn},$$

(Condition vérifiée).

e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Selon l'article A.5.1.312 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{a \max}}{0.9 d} \right) \dots\dots(3.27)$$

$$A_{st} \geq \frac{1.5}{400 \times 10^2} \left(17.429 + \frac{10.375 \times 10^5}{0.9 \times 22} \right) = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 1.96 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

Donc les armatures choisies sont suffisantes.

f. Vérification de la contrainte moyenne sur appuis

Selon l'article A.5.1.322 du BAEL91, modifié 99 :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \alpha} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots(3.28)$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{17.429 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 220} = 0.733 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21.67 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

g. Longueur de scellement droit

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. Selon l'article A.6.1.22 du BAEL91, modifié 99 :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots(3.29)$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$$L_C = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

h. Armatures transversales (BAEL 91 ; A.7.2)

Selon l'article A.7.2 du BAEL91, modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{max}; \frac{b_0}{10} \right\} \dots \dots \dots (3.30)$$

ϕ_{max} : diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{25}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\} = \min \{0.71; 10; 1.2\} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de T 8 avec $A_t = 2 \text{ T } 8 = 1.00 \text{ cm}^2$.

i. L'espace des armatures

Selon l'article A.5.1.22 du BAEL91, modifié 99 :

$$S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} \dots \dots \dots (3.31)$$

$$S_{t1} = \min\{0.9d; 40\} \text{ cm} \dots \dots \dots (3.32)$$

$$S_{t2} = \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \dots \dots \dots (3.33)$$

$$S_{t1} = \min\{0.9 \times 22; 40\} \text{ cm} = \min\{19.8; 40\} \text{ cm} = 19.8 \text{ cm}.$$

$$S_{t2} = \frac{1 \times 400}{0.4 \times 12} = 83.333 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\{19.8; 83.33\} \text{ cm}, \text{ Nous prenons } S_t = 15 \text{ cm}.$$

Nous adoptons 1 étrier en T8 tous les 15 cm.

3.1.1.6. Vérification à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- état limite de résistance du béton en compression,
- état limite d'ouverture des fissures,
- état limite de déformation.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par

$$\text{le rapport : } \frac{q_s}{q_u} \dots \dots \dots (3.34)$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.69}{6.47} = 0.725$$

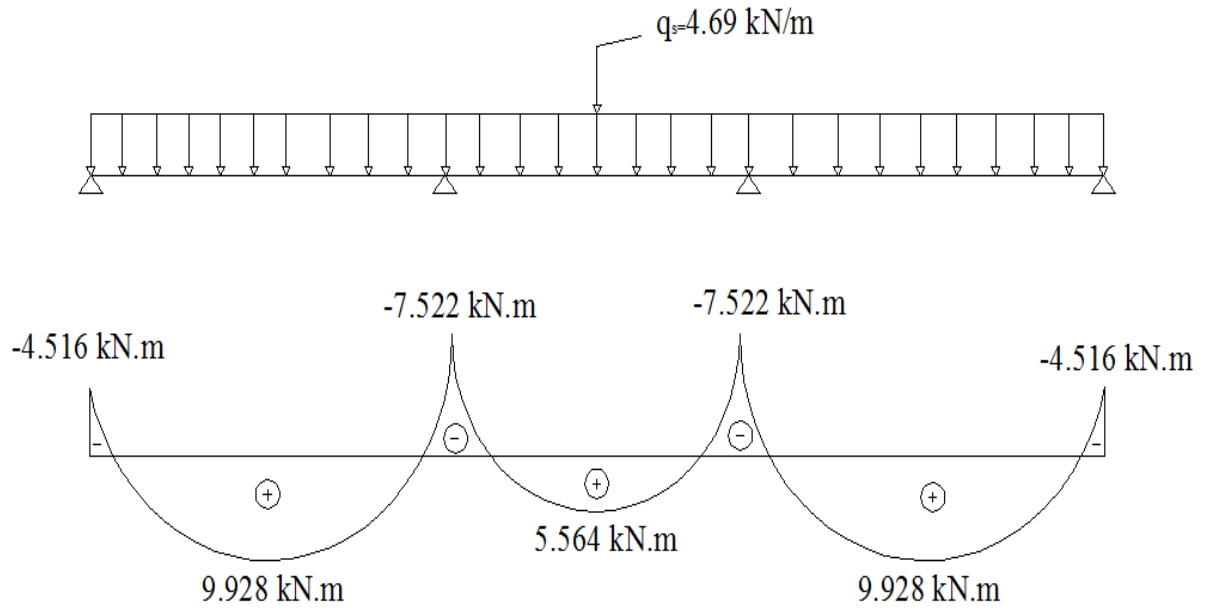


Figure 3.9 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

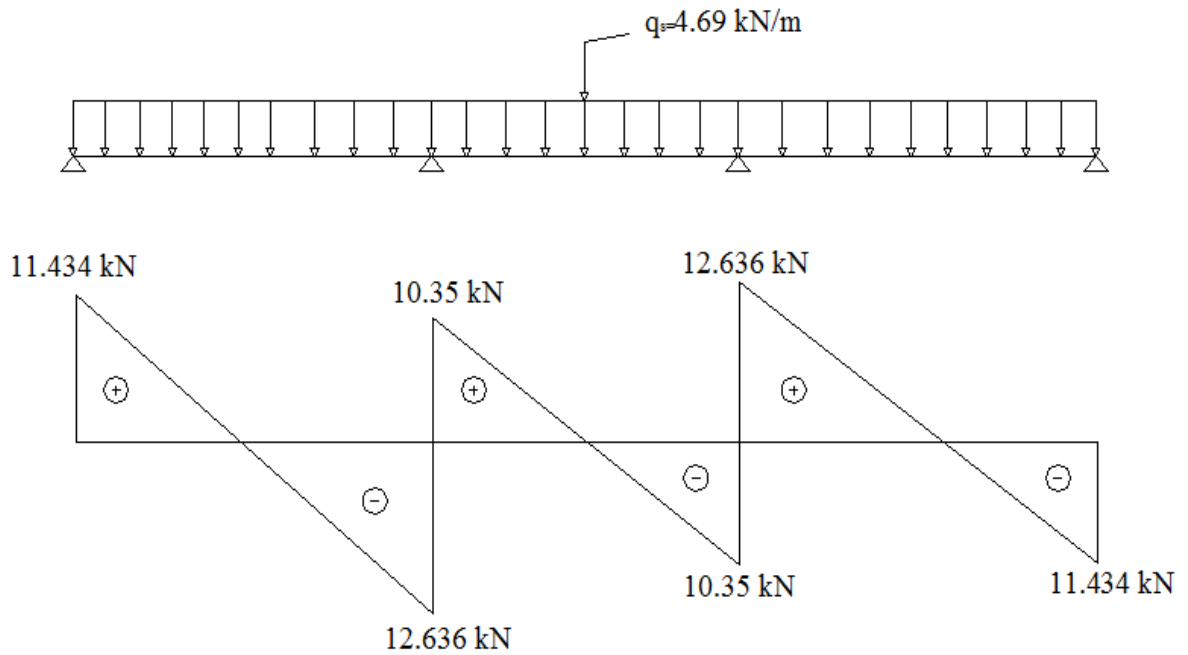


Figure 3.10 : diagramme des efforts tranchant à l'ELS

a. Etat limite de résistance du béton à la compression

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que dans le béton :

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

avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots \dots \dots (3.35)$$

Et que dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

avec

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \dots \dots \dots (3.36)$$

$\beta_1; K_1$: valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} \dots \dots \dots (3.37)$$

1) Contrainte dans l'acier

En travée

$$\rho = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.890 \longrightarrow \beta = 0.867 ; \alpha = 0.399 ; K_1 = 22.58$$

$$\sigma_s = \frac{9.928 \times 10^6}{0.867 \times 220 \times 2.35 \times 10^2} = 221.48 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 221.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

En appuis

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.595 \longrightarrow \beta = 0.886 ; \alpha = 0.341 ; K_1 = 29.01$$

$$\sigma_s = \frac{7.522 \times 10^6}{0.886 \times 220 \times 1.57 \times 10^2} = 245.79 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 245.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

2) Contrainte dans le béton

En travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{22.58} \times 243.79 = 10.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

(Condition vérifiée).

En appuis

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{29.01} \times 245.79 = 8.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

(Condition vérifiée).

b. Etat limite d'ouverture des fissures

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c. Etat limite de déformation

Selon l'article B.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots\dots\dots (3.38)$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3.6}{f_e} \dots\dots\dots (3.39)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \dots\dots\dots (3.40)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{500} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 22} = 0.0089 < \frac{3.6}{f_e} = 0.009 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{9.928}{15 \times 15.35} = 0.043 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3.1.2. Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Elles reposent, avec ou sans continuité, sur 2, 3 ou 4 appuis, constituées par des poutres, poutrelles ou murs.

3.1.2.1. Calcul de la dalle pleine

On utilise la méthode proposée par le (BAEL91, modifié 2003). Cette méthode consiste à déterminer dans une première étape les moments isostatiques M_{0x} et M_{0y} en considérant les dalles simplement appuyée, et dans une deuxième étape les moments de continuité.

Les moments isostatiques sont calculés en considérant le rapport ρ entre les portés l_x et l_y .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \dots\dots\dots(3.41)$$

avec

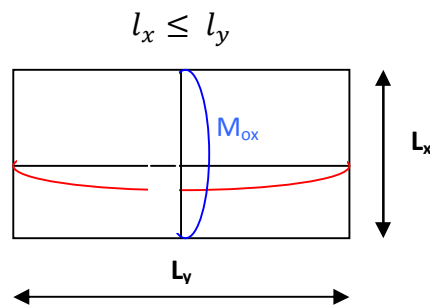


Figure 3.11 : Schéma isostatique

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: dalle travaillant dans deux sens,

Si $\rho < 0.4$: dalle travaillant dans un sens.

A partir de la valeur de ρ , nous déduisons les valeurs de μ_x et μ_y puis nous calculons les valeurs de M_x et M_y comme suit :

$$M_x = \mu_x p l_x^2 \dots\dots\dots (3.42)$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots (3.43)$$

avec

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de poisson ν :

$\nu = 0$ à l'ELU,

$\nu = 0.2$ à l'ELS.

Le ferrailage se fait à l'ELU, en flexion simple sur une bande de 1m, en considérant une fissuration peu préjudiciable.

Nous allons considérer le panneau de dalle le plus sollicité. Celui-ci nous donnera les moments les plus défavorables.

a. Combinaisons de charges

Tableau 3.2 : Charge et surcharge des sous sols et entre sols

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	P _u = 1.35 G + 1.5 Q (kN/m ²)	P _s = G+Q (kN/m ²)
Entre sol 1 et 2 et sous-sol 2	7.65	4	16.33	11.65
Sous-sol 1	6.45	4	14.71	10.45

Les deux entre sols et le sous sol 2 ont les sollicitations les plus défavorables. Ainsi notre calcul sera basé sur un de ces planchers.

b. Identification des panneaux de dalle du plancher considéré

Nous avons 23 panneaux de dalles pour chaque plancher (Voir Figure 3.12). Sauf que certains de ces panneaux sont similaires entre eux vu leur dispositions et leurs dimensions. Ce qui réduit notre nombre de panneaux à 15 (Voir la figure 3.12). Nous allons calculer le coefficient ρ et les moments M_x et M_y pour chaque panneau afin de déterminer qui sera le plus défavorable. Les résultats sont résumés dans le (Tableau 3.3) et (Tableau 3.4) :

Tableau 3.3: Valeur du coefficient ρ pour chaque panneau de dalle

Dalle	L_x	L_y	ρ	Travail
D1	5.2	7.75	0.6709	2 sens
D2	5	5.2	0.9615	2 sens
D3	4.3	5.2	0.8269	2 sens
D4	5.2	7.25	0.6979	2 sens
D5	5.9	7.75	0.7612	2 sens
D6	5	5.9	0.8474	2 sens
D7	4.3	5.9	0.7288	2 sens
D8	5.9	7.25	0.7919	2 sens
D9	3.4	7.75	0.4387	2 sens
D10	3.4	7.25	0.4563	2 sens
D11	5.15	7.75	0.6645	2 sens
D12	5	5.15	0.9708	2 sens
D13	4.3	5.15	0.8349	2 sens
D14	5	5.15	0.6912	2 sens
D15	2.65	3.4	0.7794	2 sens

Tableau 3.4: Valeur des moments isostatiques pour chaque panneau de dalle

Dalle	ρ	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
D1	0.6709	0.071	0.397	31.35	12.44
D2	0.9615	0.04	0.912	16.32	14.89
D3	0.8269	0.0533	0.643	19.09	10.35
D4	0.6979	0.068	0.433	30.02	13.00
D5	0.7612	0.060	0.528	34.10	18
D6	0.8474	0.051	0.680	20.82	14.55
D7	0.7288	0.064	0.478	19.32	9.23
D8	0.7919	0.056	0.581	31.83	18.49
D9	0.4387	0.103	0.25	19.44	4.86
D10	0.4563	0.101	0.25	19.06	4.76
D11	0.6645	0.072	0.388	31.18	12.10
D12	0.9708	0.039	0.934	15.92	14.87
D13	0.8349	0.052	0.657	15.70	10.31
D14	0.6912	0.069	0.424	28.16	11.94
D15	0.7794	0.058	0.557	6.65	3.74

En analysant le (Tableau 3.4), nous remarquons que le panneau de dalle (D5) a les moments les plus défavorables, donc le calcul du ferrailage se fera pour ce panneau ci.

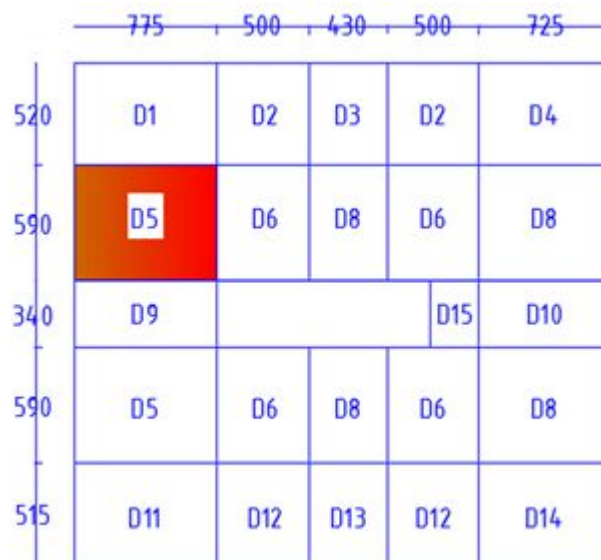


Figure 3.12 : Représentation du panneau D5 sur le plancher considéré.

c. Calcul du panneau de dalle

Le calcul se fera à l'ELU. Les actions sur le plancher sont :

$G = 7.65 \text{ kN/m}^2$

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 4 = 16.33 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 7.65 + 4 = 11.65 \text{ kN/m}^2$$

Nous avons les coefficients μ_x et μ_y comme suit :

$$\rho = 0.76 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.060 \\ \mu_y = 0.528 \end{cases}$$

et donc les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

$$M_x = 34.10 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 18 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité et selon les conditions d'encastrement, les moments sont choisis avec cette inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0 \dots \dots \dots (3.44)$$

avec

M_t : moments pris en compte en travée,

M_0 : moment maximum isostatique calculé dans l'hypothèse où la dalle est simplement appuyée sur son pourtour,

$M_{w,e}$: valeurs absolues des moments des appuis à gauche et à droite.

Pour calculer les moments aux appuis :

- Pour un panneau de rive :

$$M_e, M_w = \begin{cases} 0.3 M_0, \text{ encastrement partiel en rive (appuyé sur un voile),} \\ 0, \text{ appuyé sur une poutre.} \end{cases}$$

- Pour un panneau intermédiaire :

$$M_e, M_w = 0.5 M_0$$

Pour calculer les moments en travée :

- Pour un panneau de rive :

$$M_{travée} = 0.85 M_0$$

- Pour un panneau intermédiaire :

$$M_{travée} = 0.75 M_0$$

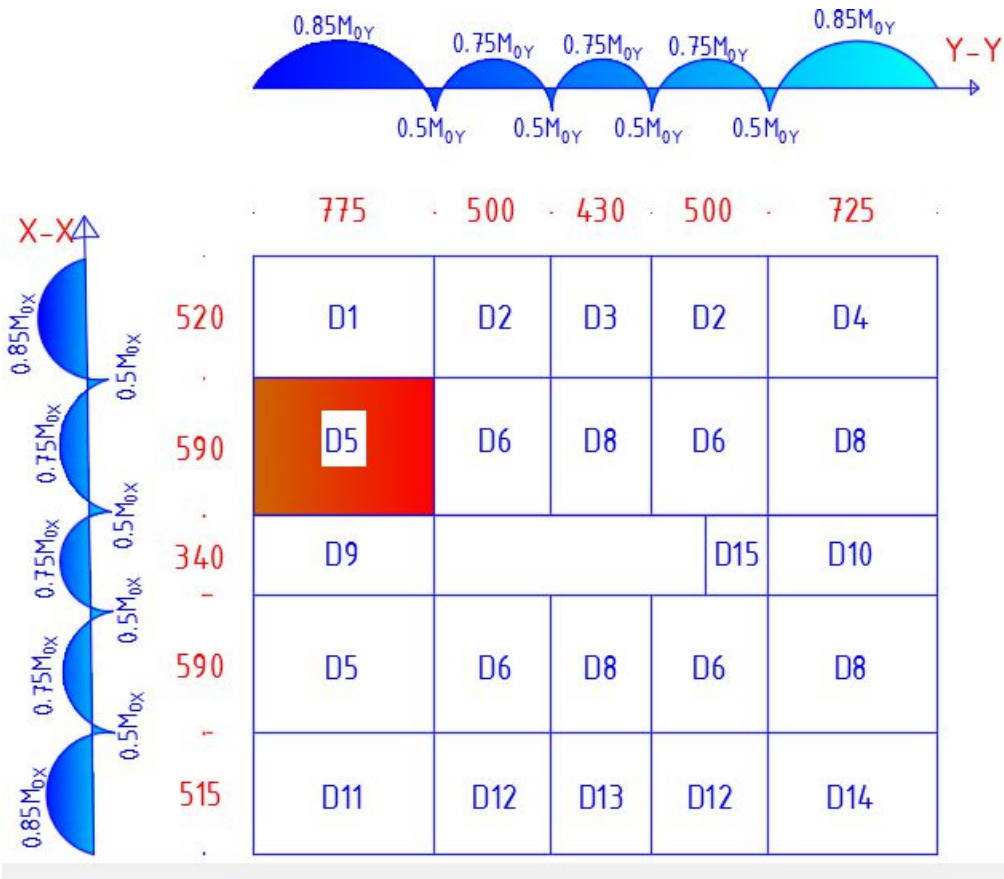


Figure 3.13 : Représentation des moments sur le plancher

d. Ferrailage du panneau de dalle

Le ferrailage se fait à l'ELU, en flexion simple sur une bande de 1m en fissuration peu nuisible.

Selon le sens (XX'), notre panneau de dalle est un panneau intermédiaire,

Selon le sens (YY'), notre panneau de dalle est un panneau de rive.

• **Selon (XX')**

- Calcul des moments

Moments aux appuis

$$M_e = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 34.10 = 17.05 \text{ kN/ml}$$

$$M_w = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 34.10 = 17.05 \text{ kN/ml}$$

Moments en travée

$$M_T = 0.75 M_{ox} = 0.75 \times 34.10 = 25.58 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du ferrailage

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{17.05 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.024, \text{ on déduit } \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_{ap}}{\beta b \sigma_{st}} = \frac{17.05 \times 10^3}{0.999 \times 22 \times 384} = 2.02 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : 4HA12 ($A_s=4.51 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t=25 \text{ cm}$.

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{25.58 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$\mu=0.037$, on déduit $\beta=0.981$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d^2 \sigma_{st}} = \frac{25.58 \times 10^3}{0.981 \times 22 \times 384} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : 4HA12 ($A_s=4.51 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t=25 \text{ cm}$.

• **Selon (YY')**

- Calcul des moments

Moment aux appuis

$$M_e = 0$$

$$M_w = 0.3 M_{oy} = 0.3 \times 18 = 5.4 \text{ kN/ml}$$

Moment en travée

$$M_T = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 18 = 15.3 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du ferrailage

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b d^2 f_{bu}} \dots \dots \dots (3.45)$$

$$\mu = \frac{5.4 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.0078 < 0.392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$\mu=0.0078$, on déduit $\beta=0.995$

$$A_s = \frac{M_{ap}}{\beta b \sigma_{st}} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$A_s = \frac{5.4 \times 10^3}{0.995 \times 22 \times 384} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : 4HA12 ($A_s=4.51 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t=25 \text{ cm}$

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \dots \dots \dots (3.47)$$

$$\mu = \frac{15.3 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$\mu=0.022$, on déduit $\beta=0.989$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta b \sigma_{st}} \dots \dots \dots (3.48)$$

$$A_s = \frac{15.3 \times 10^3}{0.989 \times 22 \times 384} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour : 4HA12 ($A_s=4.51 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t=25 \text{ cm}$.

3.1.2.2. Vérification à l'état limite ultime

a. Condition de non fragilité

La vérification de la condition de non fragilité se fait suivant l'article B.7.4 du BAEL91, modifié 99.

- Armatures parallèles à L_x :

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh \dots \dots \dots (3.49)$$

$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰}$ pour les aciers haute adhérence (HA)

$$A_{\min} = 0.0008 \frac{3-0.76}{2} \times 100 \times 25 = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 4.51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

(Condition vérifiée),

- Armatures parallèles à L_y :

$$A_{\min} = \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

(Condition vérifiée).

b. Ferrailage minimal

Selon l'article B.8.2.42 du BAEL91, modifié 99, les armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} \leq A_s$$

$$A_x^{\min} = 0.23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 21.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 4.51 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.59 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.51 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.47 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée),

L'espacement maximal (on a une fissuration peu préjudiciable) :

- Pour les armatures dans le sens l_x :

$$S_t^x \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(75 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$$

- Pour les armatures dans le sens l_y :

$$S_t^y \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(100 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$$

Avec

h : hauteur totale de la dalle.

(Condition vérifiée).

c. Justification des armatures d'effort tranchant

Selon l'article A.5.2.2 du BAEL91, modifié99, il s'agit des armatures nécessaires (éventuellement) vis-à-vis de l'effort tranchant. Celles-ci correspondent aux armatures d'âme, elles sont normalement perpendiculaires au feuillet moyen de la dalle. Si les conditions suivantes sont vérifiées alors aucune armature d'effort tranchant n'est requise :

1. La pièce est réalisée sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur,
2. La contrainte tangentielle τ_u est au plus égale à $0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (3.50):

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots (3.51)$$

avec

$$V_{ux} = \left(\frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} \right) \dots \dots \dots (3.52)$$

$$\text{et } V_{uy} = \left(\frac{P_u \times l_x \times l_y}{3l_y} \right) \dots \dots \dots (3.53)$$

- Sens (XX')

$$V_{ux} = \left(\frac{16.33 \times 5.9 \times 7.75}{2 \times 7.75 + 5.9} \right) = 34.89 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.89 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.158 \text{ MPa}$$

- Sens (YY')

$$V_{ux} = \left(\frac{16.33 \times 5.9 \times 7.75}{3 \times 7.75} \right) = 32.11 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{32.11 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.145 \text{ MPa}$$

donc :

$$\tau_u = 0.158 \text{ MPa} \leq 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.145 \text{ MPa} \leq 1.167 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

Nous déduisons que les armatures de répartitions ne sont pas nécessaires pour le ferrailage de nos dalles pleines.

3.1.2.3. Vérification à l'état limite de service

- Combinaisons de charges

Nous avons

$$P_s = G + Q = 7.65 + 4 = 11.65 \text{ kN/m}^2,$$

$$\mu_x = 0.060,$$

$$\mu_y = 0.528.$$

- Calcul des moments
 - Selon (XX')

$$M_{sx} = 0.060 \times 11.65 \times (5.9)^2$$

$$M_{sx} = 24.33 \text{ kN.m}$$

- Selon (YY')

$$M_{sx} = 24.33 \times 0.528$$

$$M_{sx} = 12.85 \text{ kN.m}$$

La correction des moments nous donne :

- Selon (XX')

$$M_x = 0.85 M_{sx} = 0.85 \times 24.33 = 20.68 \text{ kN.m}$$

- Selon (YY')

$$M_x = 0.75 M_{sy} = 0.75 \times 12.85 = 9.64 \text{ kN.m}$$

a. Etat limite d'ouverture des fissures

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissure est considérée comme peu préjudiciable. Nous nous dispensons donc de faire la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

b. Etat limite de compression du béton

Suivant l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99 :

- Selon (XX')
- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \dots \dots \dots (3.50)$$

$$\rho_1 = \frac{4.51}{100 \times 22} \times 100 = 0.205 ; k_1 = 53.49 \text{ et } \beta_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \dots \dots \dots (3.51)$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.68 \times 10^6}{0.927 \times 220 \times 451} = 224.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 224.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- Contrainte dans le béton

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{224.83}{53.49} = 4.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

(Condition vérifiée)

- Selon (YY')
- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \dots \dots \dots (3.52)$$

$$\rho_1 = \frac{4.51}{100 \times 22} \times 100 = 0.205 ; k_1 = 53.49 \text{ et } \beta_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \dots \dots \dots (3.53)$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.64 \times 10^6}{0.927 \times 220 \times 451} = 104.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 104.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{104.8}{53.49} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa.}$$

(Condition vérifiée)**c. Etat limite de déformation**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \dots \dots \dots (3.54)$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (3.55)$$

$$\frac{25}{590} = 0.0423 \geq \frac{20.68}{20 \times 25.58} = 0.0404$$

(Condition vérifiée)

$$\frac{4.51}{100 \times 22} = 0.00205 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

(Condition vérifiée)

3.2. L'escalier

Dans une construction, la circulation verticale et à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires. Notre structure est composée de trois cages d'escaliers.

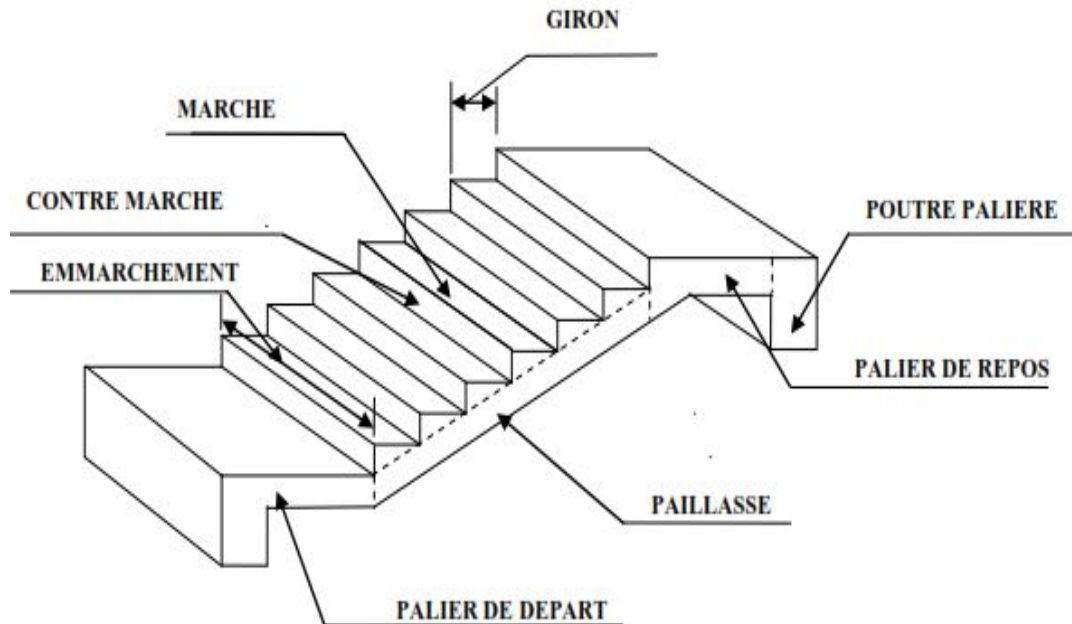


Figure 3.14 : Schéma représentatif d'un escalier

Les différents composants de l'escalier représentés par le schéma de la figure 3.14, sont :

- La marche : c'est la surface plane sur laquelle se pose le pied,
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm.
- Le giron g : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm.
- La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est H_0 .
- La paillasse d'épaisseur e : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- Le palier : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Toutes nos cages d'escalier sont constitués d'une seul volée, telle quelle est montrée dans le schéma statique ci-après (Voir Figure 3.15) :

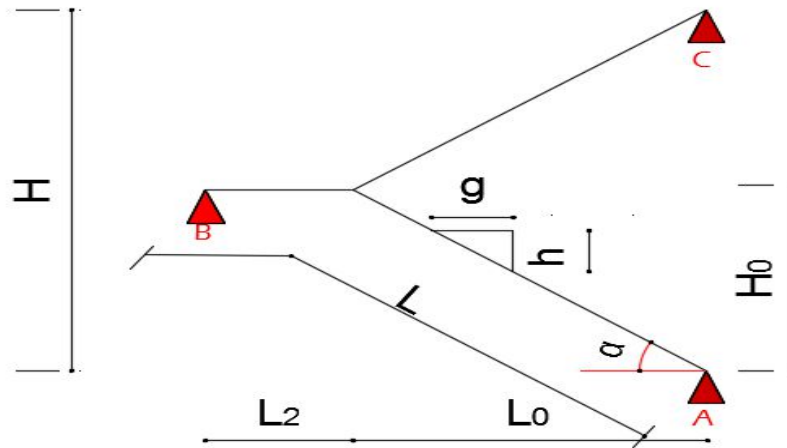


Figure 3.15 Représentation du type d’escalier de la structure.

avec

e : épaisseur de la paillasse, qui doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots (3.56)$$

L_0 : longueur totale d’escalier,

L_2 : longueur du palier de repos,

L : portée de la paillasse :

$$L = \frac{L_0}{\cos \alpha} + L_2 \dots\dots\dots (3.57)$$

g : giron,

h : hauteur de la contre marche,

H_0 : hauteur de la volée,

α : inclinaison de la paillasse, avec :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H_0}{L_0} \dots\dots\dots (3.58)$$

H : hauteur d’étage.

Nous prenons en compte des dimensions des plans d’architectures. Pour le confort, nous vérifions la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier. Pour un bâtiment à usage d’habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

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

Le nombre de contre marches « n » :

$$n = \frac{H}{h} \dots\dots\dots (3.59)$$

Le nombre de marches « m » :

$$m = n - 1 \dots\dots\dots(3.60)$$

3.2.1. Prédimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés.

Les différents résultats que nous avons obtenus d'après la relation de blondel et après prédimensionnement de la paillasse pour les différentes hauteurs d'étages sont résumés dans les tableaux ci- après :

Tableau 3.5 : résumé du prédimensionnement des différents types d'escalier de la structure

	H ₀ (cm)	L ₀ (cm)	α (c°)	L (cm)	L ₂ (cm)	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	épaisseur de paillasse retenue (cm)	Nombre de marche (cm)	Hauteur de la marche (cm)	Longueur du giron (cm)	Relation de blondel 59cm ≤ g+2h ≤ 66cm
Etages courant	153	240	30	427	143	14.23 ≤ 20 ≤ 21.35	20	8	17	30	59cm ≤ 64 ≤ 66cm
RDC	225	390	28	585	143	19.5 ≤ 20 ≤ 29.25	20	13	16	30	59cm ≤ 62 ≤ 66cm
Entre- sol 1	245	390	30	595	143	19.83 ≤ 20 ≤ 29.75	20	13	17.5	30	59cm ≤ 65 ≤ 66cm
Entre- sol 2	245	390	30	595	143	19.83 ≤ 20 ≤ 29.75	20	13	17.5	30	59cm ≤ 65 ≤ 66cm
Sous- sols	153	240	30	427	143	14.23 ≤ 20 ≤ 21.35	20	13	17	30	59cm ≤ 64 ≤ 66cm

3.2.2. Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 3.9 + 1.43 = 5.33$ m.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

3.2.2.1. Détermination des sollicitations de calcul

Tableau 3.6 : Evaluation des charges sur les différentes paillasse

Niveaux		Carrelage (kN/m ²)	Mortier de pose (kN/m ²)	Enduit de plâtre (kN/m ²)	Paillasse (kN/m ²)	Marche (kN/m ²)	Totale (G) (kN/m ²)
	cos (α)	22×0.02	20×0.02	$\frac{(10 \times 0.015)}{\cos(\alpha)}$	$\frac{(25 \times e)}{\cos(\alpha)}$	$\frac{(22 \times H_{marches})}{2}$	
E-C	0.86	0.44	0.4	0.174	5.813	1.87	8.697
RDC	0.88	0.44	0.4	0.170	5.682	1.76	8.697
E-S 2	0.86	0.44	0.4	0.174	5.813	1.87	8.901
E-S 1	0.86	0.44	0.4	0.174	5.813	1.87	8.901
S-S 2	0.86	0.44	0.4	0.174	5.813	1.87	8.697
S-S 1	0.86	0.44	0.4	0.174	5.813	1.87	8.697

$$G_{paillasse}^{max} = 8.901 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.901 \text{ kN/ml}$$

Tableau 3.7 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e (m)	Poids(kN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,20	5.00
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
TOTAL			6.35

$$G_{palier} = 6.35 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.35 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

Le calcul de la section d'armature se fera pour la paillasse la plus sollicitée et nous adopterons la même section pour toutes les autres paillasses.

3.2.2.2. Combinaisons des charges et surcharges

ELU

$$q_{upaillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.901 + 1.5 \times 2.5 = 15.76 \text{ kN/ml}$$

$$q_{upalier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.35 + 1.5 \times 2.5 = 12.32 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{spaillasse} = G + Q = 8.901 + 2.5 = 11.40 \text{ kN/ml}$$

$$q_{spalier} = G + Q = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ kN/ml}$$

3.2.3. Dimensionnement de l'escalier

3.2.3.1. Calcul à l'état limite ultime

$$q_{\text{paillasse}} = 15.76 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 12.32 \text{ kN/ml}$$

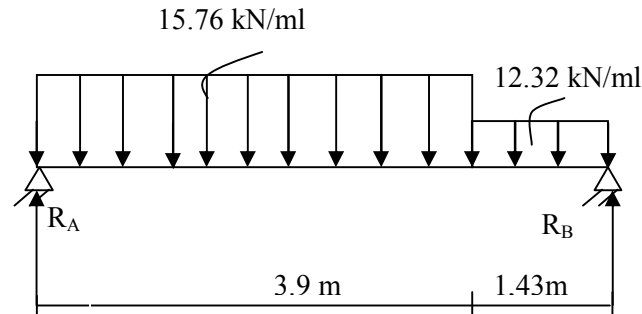


Figure 3.16 Schéma statique à l'ELU

a. Calcul des réactions aux appuis

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 15.76 \times 3.9 + 12.32 \times 1.43 = 79.08 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(q_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0$$

Nous obtenons :

$$R_A = 41.33 \text{ kN}$$

$$R_B = 37.74 \text{ kN.}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$

- Effort tranchant

$$T_y = 15.76 x - 41.33$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = -41.33 \text{ kN,}$$

Pour $x = 3.9 \text{ m}$:

$$T_y = 20.13 \text{ kN,}$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -15.76 \frac{x^2}{2} + 41.33 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 3.9 \text{ m}$:

$$M_z = 41.33 \text{ kN.m}$$

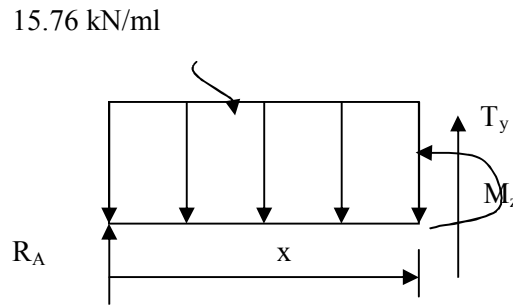


Figure 3.17 : Schéma statique sous M_z , T_y et R_A

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.43\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -12.32 x + 37.74$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = 37.74\text{kN}$$

Pour $x = 1.43 \text{ m}$:

$$T_y = 20.12\text{kN},$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -12.32 \frac{x^2}{2} + 37.74 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 1.43 \text{ m}$:

$$M_z = 25.14\text{kN.m}$$

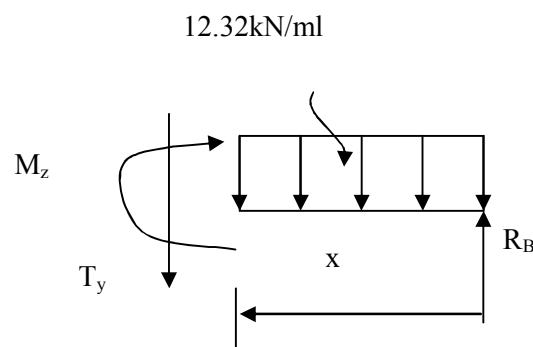


Figure 3.18 : Schéma statique sous M_z , T_y et R_B

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -15.76x + 41.33 = 0$$

Nous obtenons : $x = 2.62 \text{ m}$.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.62\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -15.76 \frac{(2.62)^2}{2} + 41.33(2.62)$$

$M_z^{max} = 54.19 \text{ kN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^u = -0.3 M_z^{max} = -16.25 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_t^u = 0.85 M_z^{max} = 46.06 \text{ kN.m}$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.17) :

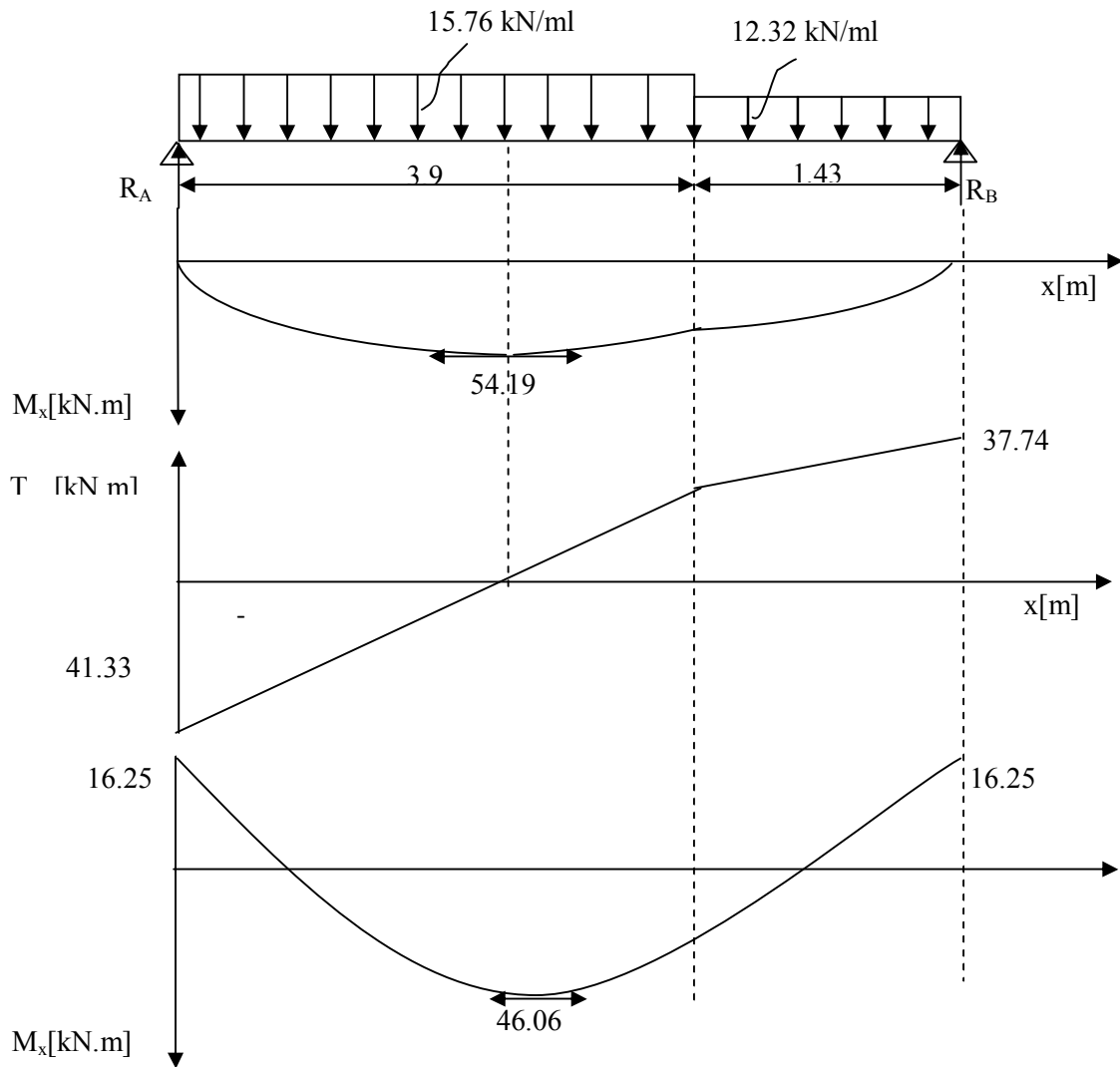


Figure 3.19 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

c. Calcul des armatures

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

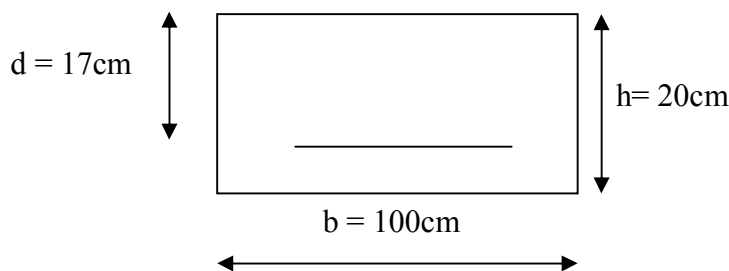


Figure 3.20 : Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m

- Aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -16.25 \text{ kN.m}$$

- Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots\dots\dots(3.61)$$

$$\mu_a = \frac{16.25 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$0.038 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.038 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(3.62)$$

$$A_a = \frac{16.25 \times 10^3}{0.981 \times 17 \times 348} = 2.8 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA12 ($A_a = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 46.06 \text{ kN.m}$$

- Armatures principales

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46.06 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$0.112 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.112 \longrightarrow \beta = 0.940$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{46.06 \times 10^3}{0.940 \times 17 \times 384} = 7.50$$

On opte pour : 5HA14 ($A_t = 9.24 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} \dots\dots\dots(3.63)$$

$$A_r = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA10 ($A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.2.3.2. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

Suivant l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_{min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(3.64)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis

$$A_{ua} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

- En travées

$$A_{ut} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).

b. Vérification de la contrainte tangentielle

Suivant l'article A.5.5.2 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2} \dots\dots\dots(3.65)$$

avec

T_u : l'effort tranchant maximal.

$$T_u = 41.33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{41.33 \times 1000}{1000 \times 170} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa.}$$

(Condition vérifiée).

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton

Suivant l'article A.5.1.313 du BAEL91, modifié 99 :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} \dots\dots\dots(3.66)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 41.33 \times 1000}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.540 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.540 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

d. Espacement des barres

- Armatures principales

- Aux appuis

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- En travées

$$e = 20 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

- Aux appuis

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

- En travées

$$e = 25 \text{ cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

(Condition vérifiée).

e. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant

Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \dots\dots\dots(3.67)$$

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 41.33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{41330}{1000 \times 170} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

f. Justification des sections d'appuis

Suivant l'article A.5.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_s \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}} \dots\dots\dots(3.68)$$

$$A_s = \frac{41330}{1000 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.18 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).

g. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

Suivant l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots(3.69)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0.9 d \sum U_i} \dots\dots\dots(3.70)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41330}{0.9 \times 170 \times 15.072} = 1.79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée).

h. Ancrage des barres

Suivant l'article A.6.1.23 du BAEL91, modifié 99, l'ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \dots\dots\dots(3.71)$$

avec

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \dots \dots \dots (3.72)$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 64 = 25.6 \text{ cm}$$

3.2.3.3. Calcul à l'état limite de service

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 8.901 + 2.5 = 11.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 6.35 + 2.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

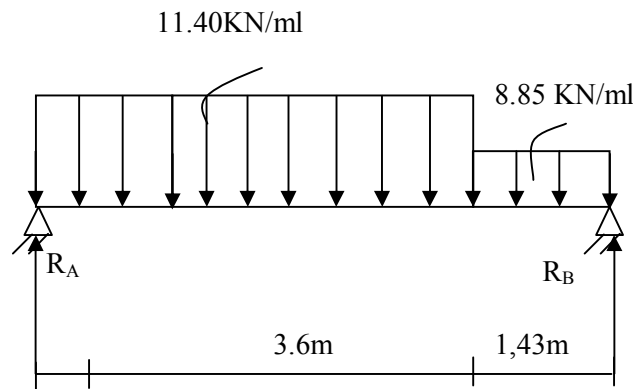


Figure 3.21 : Schéma statique à l'ELS

a. Calcul des réactions aux appuis

$$\left. \begin{aligned} \sum F = 0 \\ R_A + R_B = (11.40 \times 3.9) + (8.85 \times 1.43) = 57.11 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sum M/B = 0 \\ (q_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) \times \frac{L_{\text{palier}}}{2} + (q_{\text{spaille}} \times L_{\text{paillasse}}) \times \left(\frac{L_{\text{paillasse}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) - R_A \times (L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}) = 0 \end{aligned} \right\}$$

Nous obtenons

$$R_A = 29.89 \text{ kN}$$

$$R_B = 27.22 \text{ kN}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.9\text{m}$

- Effort tranchant

$$T_y = 11.40 x - 29.89$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = - 29.89 \text{ kN,}$$

Pour $x = 3.9 \text{ m}$:

$$T_y = 14.57 \text{ kN},$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -14.254 \frac{x^2}{2} + 41.28 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 3.9 \text{ m}$:

$$M_z = 41.44 \text{ kN.m}$$

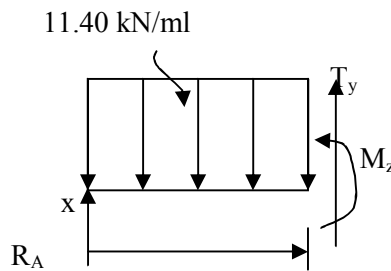


Figure 3.22 : Schéma statique sous M_z , T_y et R_A

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.43 \text{ m}$

- Effort tranchant

$$T_y = -8.85 x + 27.22$$

Pour $x = 0$:

$$T_y = 27.22 \text{ kN}$$

Pour $x = 1.43 \text{ m}$:

$$T_y = 14.56 \text{ kN},$$

- Moment fléchissant

$$M_z = -8.85 \frac{x^2}{2} + 27.22 x$$

Pour $x = 0$:

$$M_z = 0$$

Pour $x = 1.43 \text{ m}$:

$$M_z = 29.87 \text{ kN.m}$$

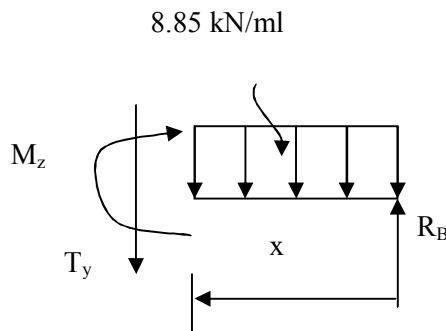


Figure 3.23 : Schéma statique sous M_z , T_y et R_B

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \longrightarrow 11.40x - 29.89 = 0$$

Nous obtenons : $x = 2.62$ m.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.62$ m.

Donc :

$$M_z^{max} = -11.40 \times \frac{(2.62)^2}{2} + 29.89(2.62)$$

$$M_z^{max} = 39.18 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^s = -0.3 M_z^{max} = -11.75 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_t^s = 0.85 M_z^{max} = 33.30 \text{ kN.m}$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.24) :

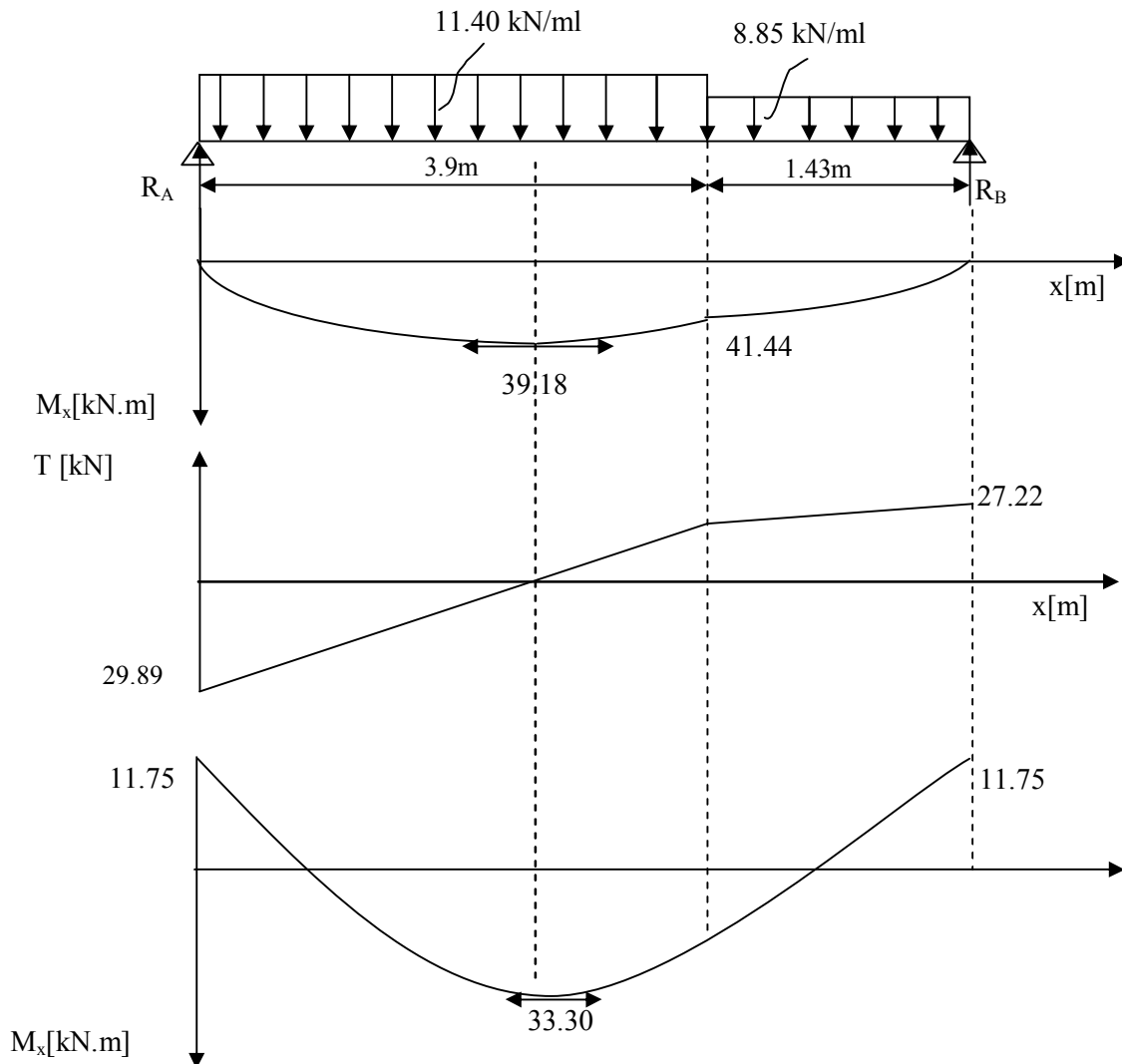


Figure 3.24 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

3.2.3.4. Vérification à l'ELS

a. Vérification des armatures

- Armatures longitudinales

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a^s}{b \times d \times f_{bu}} \dots\dots\dots(3.73)$$

$$\mu_a = \frac{11.75 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.028$$

$0.028 < \mu_\gamma = 0.392$, la section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_a^s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(3.74)$$

$$A_a = \frac{11.75 \times 10^3}{0.997 \times 17 \times 348} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 4.52 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- En travée

$$\mu_t = \frac{M_t^s}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{33.30 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.081$$

$0.081 < \mu_\gamma = 0.392$, la section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.081 \longrightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_t^s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.30 \times 10^3}{0.996 \times 17 \times 348} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 10.05 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

b. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 39.18 = 33.30 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 11.75 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots(3.75)$$

Avec

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée

$$A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \dots\dots\dots(3.76)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 17} = 0.59$$

$$\beta_1 = 0.886, \alpha_1 = 0.324 \text{ et } k = 28.86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A_{st} \times \beta \times d} \dots\dots\dots(3.77)$$

$$\sigma_{st} = \frac{33.30 \times 10^6}{1005 \times 0.886 \times 170} = 219.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \dots\dots\dots(3.78)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{219.98}{28.86} = 7.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée),

- Aux appuis

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \dots\dots\dots(3.79)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0.265$$

$$\beta_1 = 0.265, \alpha_1 = 0.918 \text{ et } k = 45.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{11.75 \times 10^6}{452 \times 0.918 \times 170} = 166.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{166.57}{45.98} = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(3.80)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots(3.81)$$

$$- \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3.82)$$

$$\frac{0.17}{533} = 0.00031 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

(Condition non vérifiée),

$$\frac{0.17}{533} = 0.00031 < \frac{133.30}{10 \times 39.18} = 0.085$$

(Condition non vérifiée),

$$\frac{4.52}{100 \times 17} = 0.00265 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

(Condition vérifiée).

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors nous allons procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \dots\dots\dots(3.83)$$

$$\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500} \dots\dots\dots(3.84)$$

avec

f_v : flèche due aux charges différées,

E_v : Module de la déformation instantanée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \dots \dots \dots (3.85)$$

$$E_v = 108180.86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \dots \dots \dots (3.86)$$

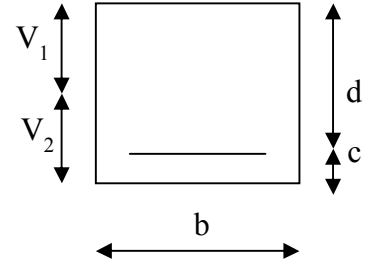
$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d \dots \dots \dots (3.87)$$

S_{xx} : Moment statique ;

B_0 : Aire de la section homogénéisée ;

$$B_0 = b \times h + 15A_t \dots \dots \dots (3.88)$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t.d}{b.h + 15A_t} \dots \dots \dots (3.89)$$



$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10.05 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 10.05} = 10.49$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.49 = 9.51 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.49^3 + 9.51^3) + 15 \times 10.05 \times (9.51 - 3)^2$$

$$I_0 = 73535.7 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{33.30 \cdot 10^6 \times (5330)^2}{10 \times 10818.87 \times 73535.7 \times 10^4} = 11.89 \text{ mm} = 1.189 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{533}{500} = 1.56 \text{ cm}$$

Donc

$$f_i = 1.189 < \bar{f} = 1.56$$

(Condition vérifiée).

d. Etat limite d'ouverture des fissures

Selon l'article A.5.34 du BAEL91, modifié 99, aucune vérification n'est à effectuer si a fissuration est peu nuisible, ce qui est notre cas.

3.3. La poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3 m (entre nus d'appuis).

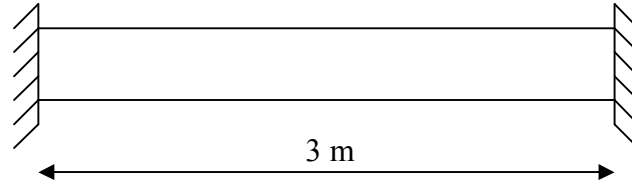


Figure 3.25 : Schéma de la poutre palière

3.3.1. Prédimensionnement de la poutre palière

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} \dots \dots (3.90)$$

avec

l : longueur libre entre nus d'appuis.

Ce qui donne : $20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$

Nous adoptons : $h_t = 30 \text{ cm}$.

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t, \dots \dots (3.91)$$

Ce qui donne : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

Nous adoptons : $b = 25 \text{ cm}$.

3.3.1.1. Vérification des dimensions

Les conditions à vérifier, selon le (RPA 99 ; Art 7.5.1) , sont :

- $b \geq 20 \text{ cm}$,
- $h \geq 30 \text{ cm}$,
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4. \end{array} \right.$$

(Condition vérifiée)

La poutre palière sera de dimensions (25x30) cm.

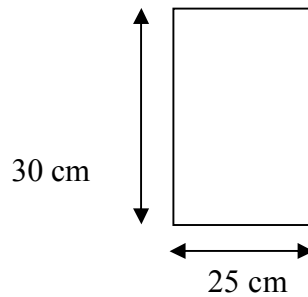


Figure 3.26 : Section de la poutre palière

3.3.1.2. Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ kN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.76 \times 1 = 2.76 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 41.33 \text{ kN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 29.89 \text{ kN}$

3.3.2. Calcul de la poutre palière

3.3.2.1. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

$$q_u = 1.35 G + R_u$$

$$q_u = 1.35 (1.875 + 2.76) + 41.33 = 47.58 \text{ kN/ml}$$

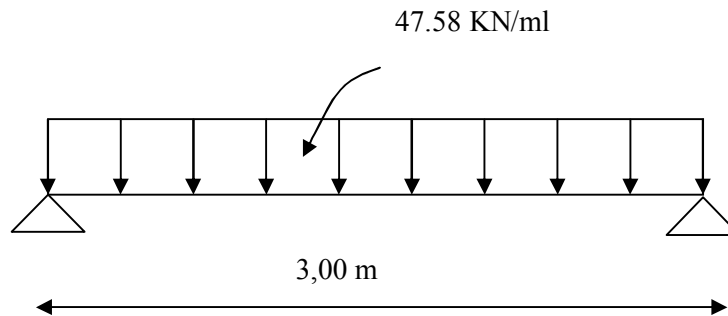


Figure 3.27 : Schéma statique de la poutre palière

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \dots \dots (3.92)$$

$$M_u = \frac{47.58 \times 3^2}{8} = 53.52 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \dots \dots (3.93)$$

$$T_u = \frac{47.58 \times 3}{2} = 71.37 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

$$M_{app}^u = -0.3 M_u = -16.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr}^u = 0.85 M_u = 45.48 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont représentés dans la (Figure 3.28)

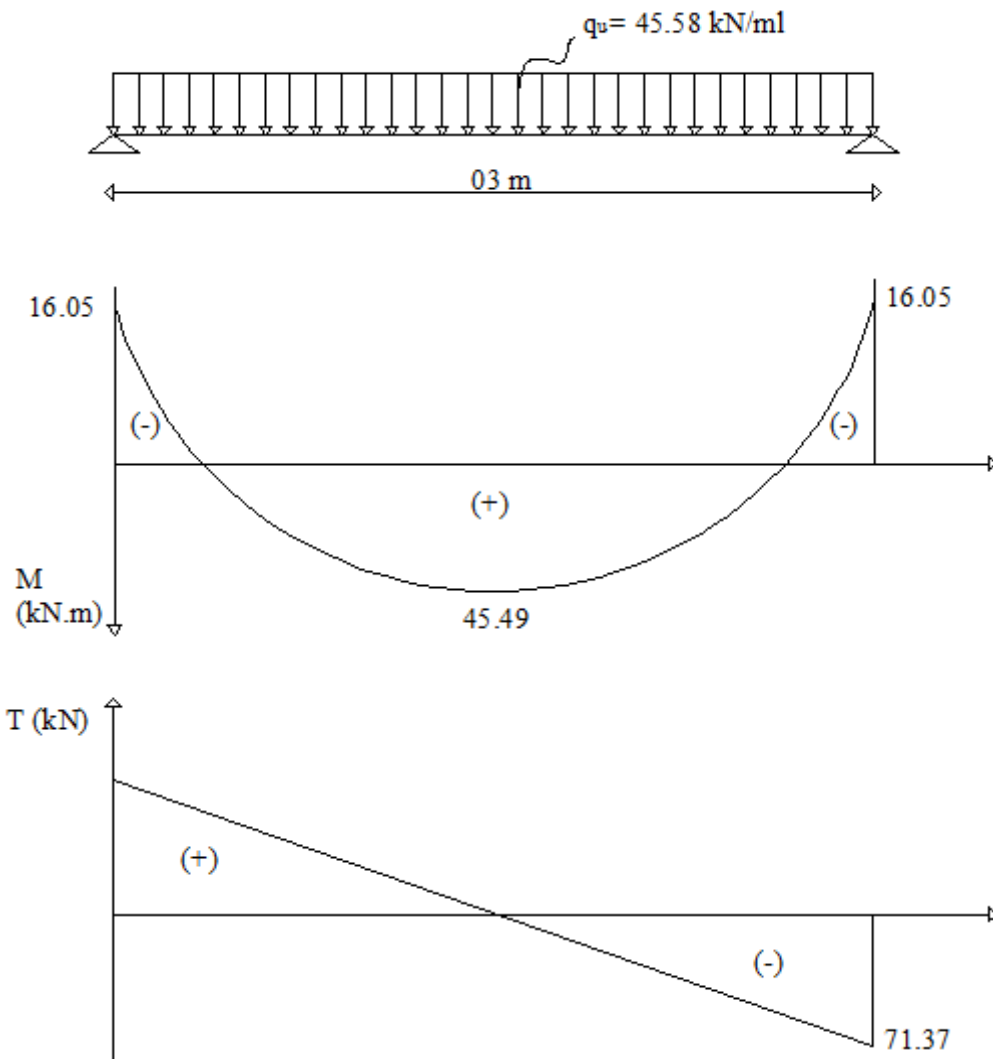


Figure 3.28 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

b. Ferrailage

- En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm,} \\ d = 27 \text{ cm,} \\ c = 3 \text{ cm,} \\ b = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots\dots (3.94)$$

$$\mu_t = \frac{45.49 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.176$$

$\mu_t = 0.176 < \mu_r = 0.392$, La section est simplement armée.

$$\mu_t = 0.176 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots (3.95)$$

$$A_{ut} = \frac{45.49 \times 10^3}{0.993 \times 27 \times 348} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $A_{ut} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \dots\dots (3.96)$$

$$\mu_a = \frac{16.05 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.062$$

$\mu_t = 0.062 < \mu_r = 0.392$, La section est simplement armée.

$$\mu_t = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots (3.97)$$

$$A_a = \frac{16.05 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $A_{ua} = 3\text{HA}12 = 3.38 \text{ cm}^2$.

3.3.2.2. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

Suivant l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99, a section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots (3.98)$$

En travée

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

En appui

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_{sapp} = 3.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2,$$

(Condition vérifiée).

b. Vérification de l'effort tranchant

Nous considérons la fissuration comme préjudiciable. Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \dots\dots (3.99)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots (3.100)$$

$$\tau_u = \frac{85.99 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa},$$

(Condition vérifiée).

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Suivant l'article A.5.1.3.2 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_{\text{ancr}} \geq \frac{1.15}{f_e} T_{\text{max}} \dots\dots (3.101)$$

$$A_{\text{ancr}} = \frac{1.15}{400} (85.99) = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sa}} = 4.51 \text{ cm}^2 > 1.48 \text{ cm}^2$$

Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots (3.102)$$

$$T_u = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ kN}$$

$$T_{\text{umax}} = 51.58 \text{ kN} < 405 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

Suivant l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots (3.103)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9 d \sum U_i} \dots\dots (3.104)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \Pi \phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51580}{0.9 \times 280 \times 9.42 \times 10} = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée)

e. Armatures transversales

Suivant l'article A.7.2 du BAEL91, modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{\text{max}}; \frac{b}{10} \right\} \dots\dots (3.105)$$

ϕ_{max} : diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = \min \{0,86; 1,4; 2,5\} = 0,86 \text{ cm}^2$$

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

f. Ecartement des barres

Suivant l'article A.7.5.2.2 du BAEL91, modifié 99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq S$$

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \dots\dots (3.106)$$

$$S = \frac{A_t}{0,003 \times b} \dots\dots (3.107)$$

$$S = \frac{4,62}{0,003 \times 25} = 61,6 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{15 \text{ cm}; 12 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < S = 61,6 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots(3.108)$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < S = 61,6 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée)

g. Longueur de scellement droit

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. Suivant l'article A.6.1.22 du BAEL91, modifié 99 :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots(3.109)$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

3.3.2.3. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1,875 + 2,76 + 28,9 = 33,53 \text{ kN/ml}$$

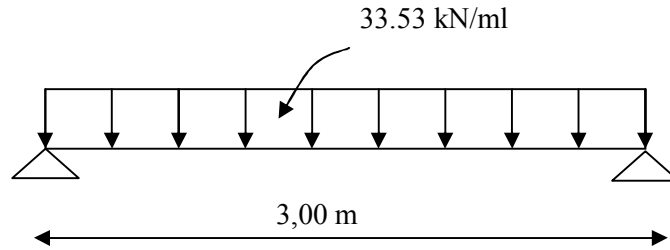


Figure 3.29: Schéma statique de la poutre palière

- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} \dots\dots(3.110)$$

$$M_s = \frac{33.53 \times 3^2}{8} = 37.72 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} \dots\dots(3.111)$$

$$T_s = \frac{23.09 \times 3}{2} = 50.3 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

$$M_{app}^s = -0.3M_s = - 11.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{tr}^s = 0.85 M_s = 32.06 \text{ kN.m.}$$

Les résultats trouvés sont représentés dans la (Figure 3.30)

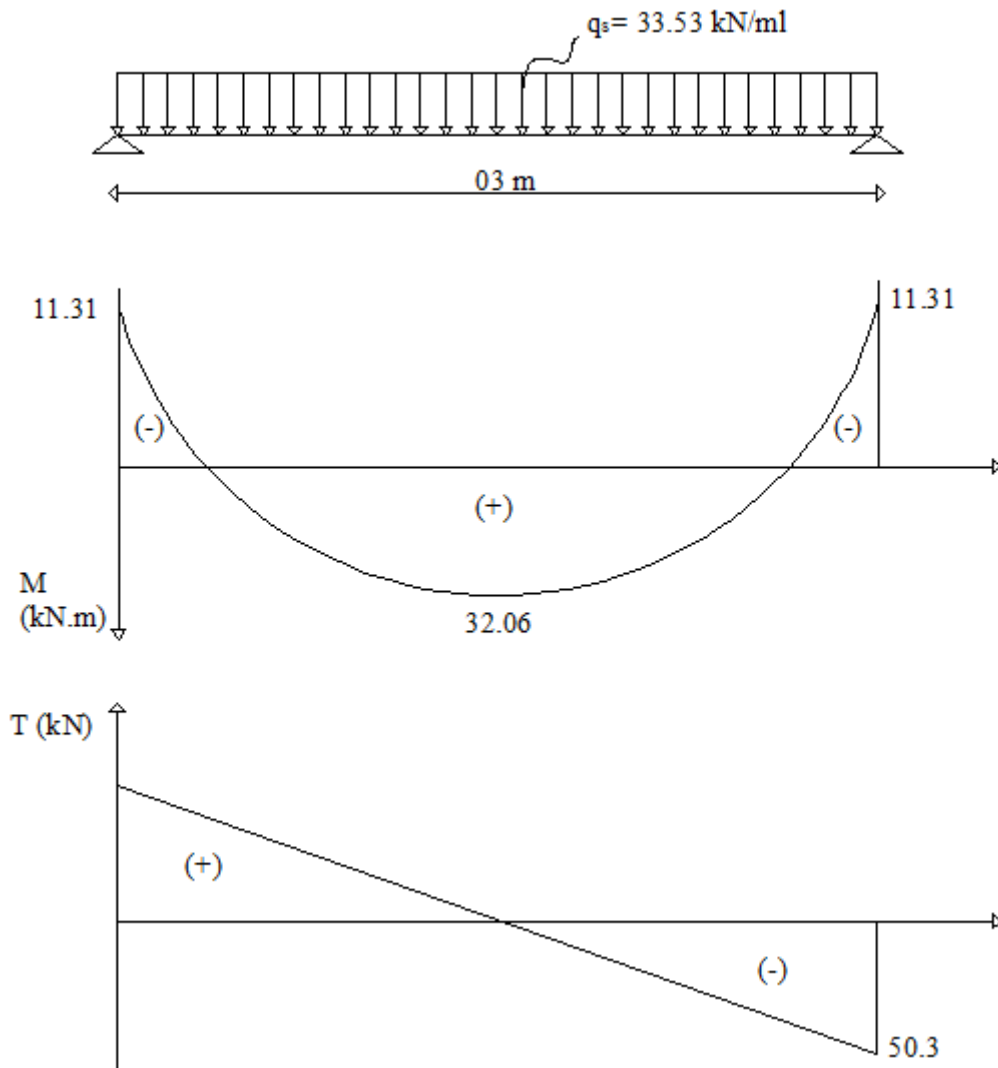


Figure 3.30 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

3.3.2.4. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} \dots\dots(3.112)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.38}{25 \times 27} = 0.500$$

$$\rho_1 = 0.500, \beta_1 = 0.893, \alpha_1 = 0.320 \text{ et } K = 32.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \cdot d} \dots\dots(3.113)$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.31 \times 10^6}{338 \times 0.893 \times 270} = 138.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{138.78}{32.01} = 4.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} \dots \dots (3.114)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 27} = 0.684$$

$$\rho_1 = 0.684, \beta_1 = 0.879, \alpha_1 = 0.363 \text{ et } K = 26.32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} \dots \dots (3.115)$$

$$\sigma_{st} = \frac{32.06 \times 10^6}{462 \times 0.879 \times 270} = 292.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{292.39}{26.32} = 11.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

b. Vérification de la flèche

Suivant l'article A.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (3.116)$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots (3.117)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots (3.118)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{27 \times 25} = 0.0068 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{32.06}{10 \times 37.72} = 0.084 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc nous nous dispensons du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

c. Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

3.4. Les balcons

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à une charge permanente G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q_1 due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure qui suit.

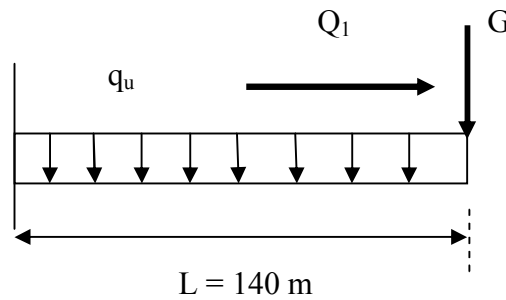


Figure 3.31: Schéma statique du balcon.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde corps.

Q_1 : surcharge du garde corps.

3.4.1. Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots \dots (3.119)$$

L : Longueur du balcon.

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm .}$$

Nous choisissons : $e_p = 15 \text{ cm .}$

a. Charge et surcharge du balcon

Tableau 3.8 : Evaluation des charges des dalles des balcons

N°	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids(kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.020	0.44
2	Mortier de pose	20	0.020	0.40
3	Lit de sable	18	0.020	0.36
4	Dalle pleine	25	0.15	3.75
5	Enduit de plâtre	10	0.020	0.20
Total				5.15

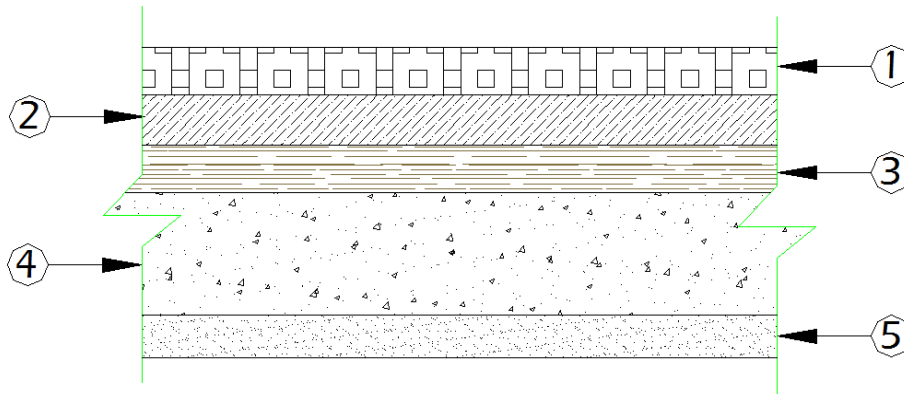


Figure 3.32 : Représentation du plancher des balcons.

Tableau 3.9 : Evaluation des charges du garde corps.

Désignation des éléments	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	e(m)	Poids (kN/m^2)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de ciment (intérieur-extérieur)	18	0.05	0.9
			$G_1=1.8$

Poids de la dalle : $G= 5.15 \text{ kN/ml}$.

Poids propre du garde corps : $G = 1.8 \times 1\text{ml} = 1.8 \text{ kN/ml}$.

Charge due à la main courante (horizontale) : $Q_1 = 1\text{kN/ml}$.

Surcharge d’exploitation : $Q = 3.5 \text{ kN/ml}$.

a. Les combinaisons de charge

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots(3.120)$$

- Pour la dalle

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) = 12.20 \text{ kN/ml}.$$

- Le garde corps

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.8 = 2.43 \text{ kN/ml}.$$

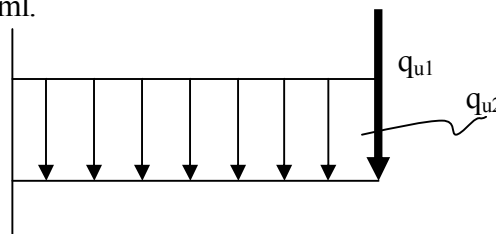


Figure 3.33: Schéma statique de calcul.

ELS

$$q_s = G + Q \dots\dots(3.121)$$

- Pour la dalle

$$q_{s1} = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ kN/ml.}$$

- Le garde corps

$$q_{s2} = 1.8 \text{ kN/ml.}$$

- Main courante

$$q_{s3} = 1 \text{ kN/ml.}$$

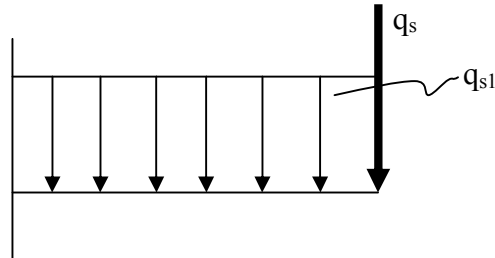


Figure 3.34: Schéma statique de calcul

3.4.2. Calcul du balcon

- Calcul des moments

$$\sum M/A = 0 \dots\dots (3.122)$$

$$M_Z + q_{u1} \frac{x^2}{2} + q_{u2} \cdot x = 0 \dots\dots (3.123)$$

$$M_Z = q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_{u2} \cdot x \dots\dots (3.124)$$

$$M_Z = -12.20 \frac{x^2}{2} - 2.43 \cdot x$$

- Pour $x=0$

$$M_Z = 0 \text{ kN.m}$$

- Pour $x=1.4 \text{ m}$

$$M_Z = -15.358 \text{ kN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$\sum F_V = 0 \dots\dots (3.125)$$

$$T_Y + q_{u1} x + q_{u2} = 0 \dots\dots (3.126)$$

$$T_Y = q_{u1} x - q_{u2} \dots\dots (3.127)$$

$$T_Y = -12.20 x - 2.43$$

- Pour $x=0$

$$T_Y = -2.43 \text{ kN}$$

- Pour $x=1.4 \text{ m}$

$$T_Y = -19.51 \text{ kN}$$

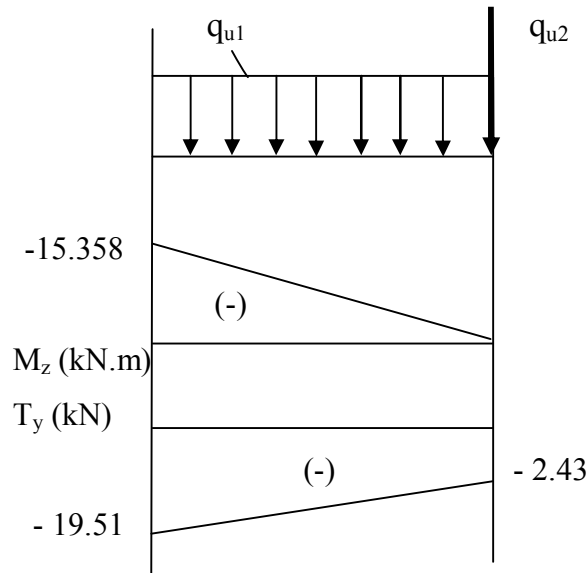


Figure 3.35 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

3.4.3. Ferrailage du balcon

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

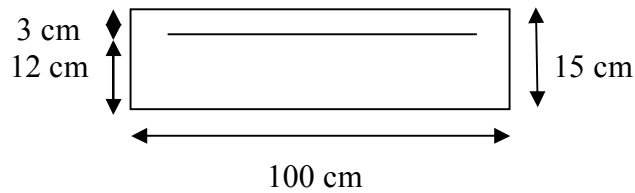


Figure 3.36: Schéma statique de calcul

- Armatures principales

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.fbu} \dots\dots(3.128)$$

$$\mu = \frac{15.358 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.075 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.075 \implies \beta = 0.961$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta.d.st} \dots\dots(3.129)$$

$$A_s = \frac{15.358 \times 10^3}{0.961 \times 12 \times 348} = 3.82 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

$$4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \dots\dots(3.130)$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons

$$5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

3.4.3.1. Vérifications des contraintes à L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton

Selon l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots(3.131)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} 4.52 \text{ cm}^2$$

(Condition vérifiée).

b. Espacement des barres

elon l'article A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99 :

- Armatures principale :

$$S_t \leq \min (3h ; 33cm)$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h; 33cm) = 33cm.$$

-Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min (4h ; 45cm)$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h; 45cm) = 45cm.$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification aux cisaillements

Selon l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

On considère la fissuration comme préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots\dots(3.132)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots(3.133)$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.20 \times 1.40 + 2.43$$

$$V_u = 19.51 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{19.51 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0.163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa,}$$

(Condition vérifiée).

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

Selon l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots (3.134)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \dots (3.135)$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \Pi \emptyset \dots (3.136)$$

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19510}{0.9 \times 120 \times 15.072} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

(Condition vérifiée).

e. Longueur de scellement

Selon l'article A.6.1.22 du BAEL91, modifié 99, elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots (3.137)$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm, on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 42 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 20 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes.

3.4.4. Calcul à L'ELS

- Calcul des moments

$$\sum M/A = 0 \dots (3.138)$$

$$M_Z + q_{s1} \frac{x^2}{2} + q_{s2} \cdot x = 0 \dots (3.139)$$

$$M_Z = q_{s1} \frac{x^2}{2} - q_{s2} \cdot x \dots (3.140)$$

$$M_Z = -8.56 \frac{x^2}{2} - 1.8 \cdot x$$

Pour $x=0$

$$M_Z = 0 \text{ kN.m}$$

Pour $x=1.4 \text{ m}$

$M_z = -10.91 \text{ kN.m}$

- Calcul des efforts tranchants

$$\sum F_v = 0 \dots\dots(3.141)$$

$$T_Y + q_{s1} x + q_{s2} = 0 \dots\dots(3.142)$$

$$T_Y = q_{s1} x - q_{s2} \dots\dots(3.143)$$

$$T_Y = - 8.56 x - 1.8$$

Pour $x=0$

$$T_Y = -1.8 \text{ kN}$$

Pour $x=1.4 \text{ m}$

$$T_Y = -13.78 \text{ kN.m}$$

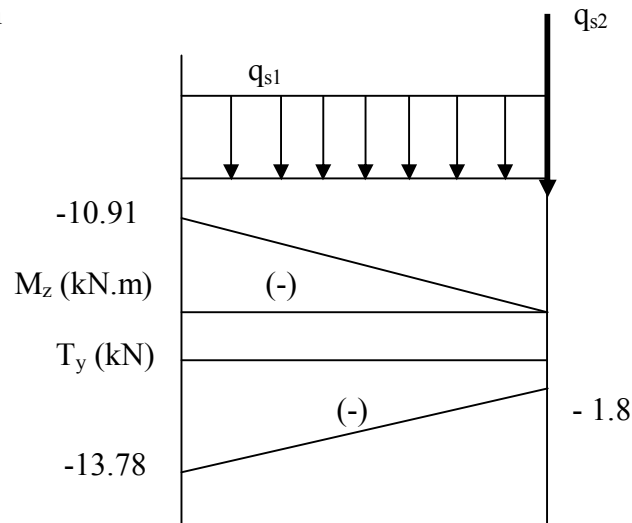


Figure 3.37 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

a. Vérification des contraintes dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \dots\dots(3.144)$$

- Calcul de la position de l'axe neutre y_1

$$\frac{b}{2} y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0 \dots\dots(3.145)$$

Avec

$n = 15$ (coefficient d'équivalence acier- béton)

$$\frac{100}{2} y_1 - 15 \times 5.65 (12 - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 - 84.75 y_1 - 1017 = 0$$

$$\Delta = 222182.563$$

$$\sqrt{\Delta} = 471.36$$

$$y_1 = 3.87 \text{ cm}$$

- Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1 + \eta A_s (d-y)^2 \dots\dots(3.146)$$

$$I = 7533.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{10.91 \times 10^6}{75335400} \times 38.7 = 5.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

b. Vérification vis-à-vis des ouvertures des fissures

Selon l'article A.4.5.33 du BAEL91, modifié 99 :

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d-y) \dots\dots(3.147)$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{10.91 \times 10^6}{75335400} (120-38.7) = 176.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification a l'état limite de déformation (BAEL 91 ; Art B 6.8,424)

Selon l'article A.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots(3.148)$$

$$- \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots(3.149)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots(3.150)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 ,$$

(Condition vérifiée),

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{10.91}{10 \times 10.91} = 0.1 ,$$

(Condition vérifiée).

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3.5. La salle machine

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (12 niveaux y compris les sous sols et Entre sols), deux ascenseurs sont prévus. La surface de sa cabine est de : $(1.70 \times 2.00 = 3.4 \text{ m}^2)$. Ce système de levage reprend :

- poids de la cabine vide : 2.70 tonnes.
- poids d'une personne en moyenne : 0.787 tonnes, ce qui nous donne pour 8 personnes en cabine : 6.296 tonnes.

Le poids total est de :

$$P = 6.296 + 2.70 = 8.996 \text{ tonnes} \approx 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ kN}$$

3.5.1. Dimensionnement de la salle machine

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \dots\dots(3.151)$$

Avec $L_{\max} = 2.00 \text{ m}$.

Ce qui donne : $h_t \geq 6.66 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

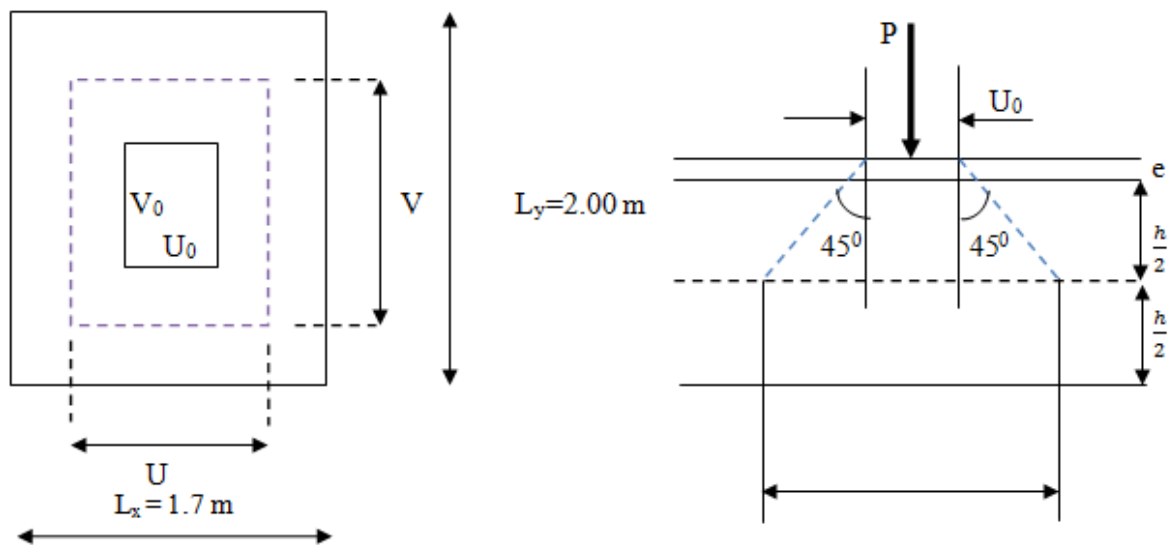


Figure 3.38 : Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U_0 \times V_0$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Sachant que :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \dots\dots(3.152) \\ V = V_0 + 2e + h_t \dots\dots(3.153) \end{cases}$$

avec :

$$h_t = 15 \text{ cm},$$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$. (Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y),

e : épaisseur du revêtement.

D'où :

$$\begin{cases} U = 80 + 12 + 15 = 107 \text{ cm.} \\ V = 80 + 12 + 15 = 107 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{200} = 0.85;$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ \longrightarrow la dalle travaille dans les deux sens.

3.5.2. Détermination des sollicitations

- à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \dots\dots(3.154)$$

$$P_u = 1.35 P \dots\dots(3.155)$$

avec

$$G = \gamma_b \times h_t = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml} : \text{ poids propre de la dalle,}$$

$Q = 1 \text{ kN/ml}$: La surcharge d'exploitation.

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ kN/ml} \text{ (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m).}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml} \text{ (charge concentrée due au système de levage)}$$

- à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

3.5.3. Calcul des moments agissant sur la dalle

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_u(M_1 + \nu M_2) \dots\dots(3.156)$$

$$M_y = q_u(\nu M_1 + M_2) \dots\dots(3.157)$$

avec

ν : Coefficient de poisson ;

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU,} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\text{Pour } \rho = 0.85 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{107}{170} = 0.63 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{107}{200} = 0.535 \end{array} \right.$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.092$ et $M_2 = 0.07$

$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 121.5 \times 0.092 = 11.17 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 121.5 \times 0.070 = 8.50 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0.85 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6871 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \dots\dots(3.158)$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \dots\dots(3.159)$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0506 \times 6.562 \times (1.7)^2 = 0.9595 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6871 \times 0.9595 = 0.6592 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.17 + 0.9595 = 12.1295 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.50 + 0.6592 = 9.159 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

3.5.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

- Sens x-x

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.1295 = 10.31 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} \dots\dots(3.160)$$

$$\mu = \frac{10.31 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0504 < 0.392,$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.974$.

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots(3.161)$$

$$A_{st} = \frac{10.31 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.53 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.31 = -3.093 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.093 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.993$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.093 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- Sens y-y

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.159 = 7.79 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7.79 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.79 \times 10^3}{0.981 \times 12 \times 348} = 1.90 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 10.6352 = -3.191 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.191 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0156 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.992$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.191 \times 10^3}{0.992 \times 12 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.5.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 ; A.4.2.1)

Selon l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

- Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \dots\dots(3.162)$$

avec :

$$\rho = 0.85$$

$$W = \frac{A_{min}}{S} \dots\dots(3.163)$$

avec :

A_{\min} : section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2} \right) = 0.00086$$

$$A_{\min} = 0.00086 \times (15 \times 100) = 1.29 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures :

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

En appuis

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

(Condition vérifiée).

b. Diamètre minimal des barres

Selon l'article A.7.21 du BAEL91, modifié 99 :

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.}$$

(Condition vérifiée).

c. Ecartement des barres

Selon l'article A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99 :

- Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

(Condition vérifiée).

d. Condition de non poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots (3.164)$$

avec

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(107+107) = 4.28 \text{ m}$$

$$q_u = 121.45 \leq 0.045 \times 4.28 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 481.5 \text{ kN/ml}$$

(Condition vérifiée).

e. Vérification des contraintes tangentielles

Selon l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.07 + 1.07} = 28.04 \text{ kN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.07} = 28.04 \text{ kN}$$

Ainsi, nous aurons :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.04 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

(Condition vérifiée).

3.5.6. Vérification à l'ELS

a. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = q_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_s (\nu M_1 + M_2)$$

avec

ν : Coefficient de poisson ;

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU,} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{107}{170} = 0.63$$

Pour $\rho = 0.85$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{107}{200} = 0.535$$

Après Interpolation : $M_1 = 0.092$ et $M_2 = 0.07$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + 0.2M_2) = 90 (0.092 + 0.2 \times 0.07) = 9.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + 0.2M_1) = 90 (0.07 + 0.2 \times 0.092) = 7.95 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0.85 \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6871 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0506 \times 4.75 \times (1.7)^2 = 0.695 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6871 \times 0.6946 = 0.477 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.54 + 0.695 = 10.23 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.95 + 0.477 = 8.43 \text{ kN.m}$$

c. Vérification du ferrailage

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

- Sens x-x :

En travée

$$M_{st} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.23 = 8.70 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.23 = -3.069 \text{ kN.m}$$

- Sens y-y :

En travée

$$M_{st} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.43 = 7.17 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 8.43 = -2.529 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, nous garderons les mêmes section de ferrailage.

d. Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots \dots (3.165)$$

avec

$$\alpha = \frac{y}{d} \dots \dots (3.166) \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots \dots (3.167)$$

- Sens x-x

- En travée

$$\gamma = \frac{10.31}{8.70} = 1.19 \longrightarrow \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.70 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0425 ; \alpha = 0.0539 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0539 < \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

(Condition vérifiée).

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{3.191}{3.069} = 1.04 \longrightarrow \frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27$$

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.069 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 ; \alpha = 0.0192 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0192 < \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

- Sens y-y

- En travée

$$\gamma = \frac{10.31}{8.70} = 1.19 \longrightarrow \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.17 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0350 ; \alpha = 0.0442 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0442 < \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

(Condition vérifiée).

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{3.191}{3.069} = 1.04 \longrightarrow \frac{1.04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.27$$

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.529 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0123 ; \alpha = 0.0155 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0155 < \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

(Condition vérifiée).

e. Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \dots\dots(3.168)$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots(3.169)$$

$$\frac{15}{170} = 0.147 \geq \frac{10.23}{20 \times 10.31} = 0.05$$

(Condition vérifiée).

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

(Condition vérifiée).

Chapitre 4

Etude du contreventement

Introduction

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dus au séisme, ainsi que sa stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action verticale.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend pleins ou avec ouverture, soit par des portiques ou soit par une combinaison de ces éléments.

Dans notre cas, pour connaître le type de contreventement, nous sommes amenés à déterminer le pourcentage de l'effort sismique qui est repris par les éléments (portiques et voiles). Pour cela, nous devons passer par plusieurs étapes.

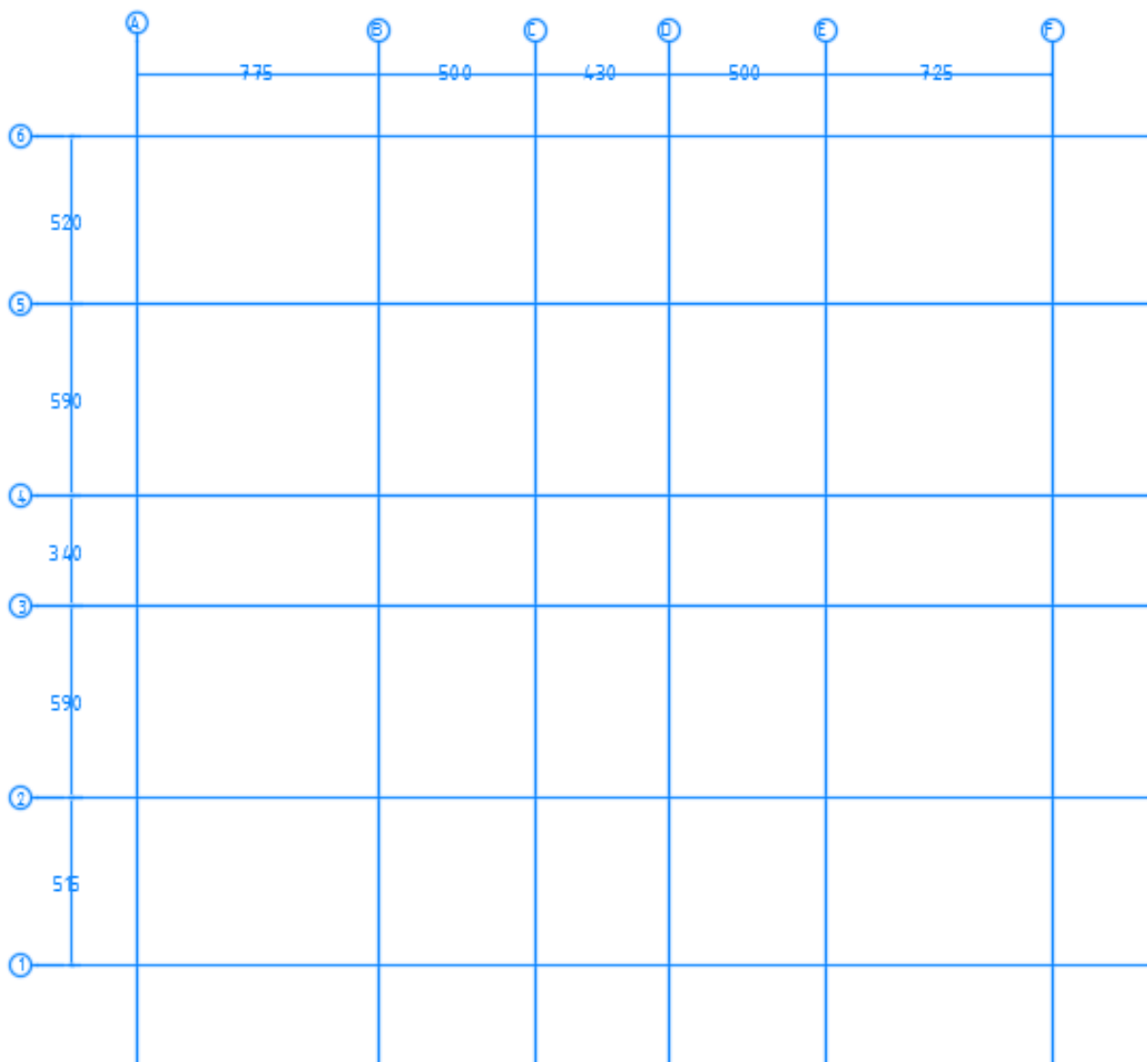


Figure 4.1 : Vue en plan des axes des portiques

4.1. Caractéristiques géométriques des portiques

4.1.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

Hypothèses de calcul

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation,
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux,
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente,
- Poteau : $K_p = \frac{I_p}{H_c} \dots\dots(4.1)$
- Poutre : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{H_c} \dots\dots(4.2)$

avec

I_{pr} : moment d'inertie de la poutre.

I_p : moment d'inertie du poteau.

l_c : longueur calculée de la poutre :

$$l_c = \min \left(\bar{l} + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right) \dots\dots(4.3)$$

\bar{l} : longueur entre nus des appuis,

l_0 : longueur entre axes des poteaux,

e_{pr} : épaisseur de la poutre.

h_c : hauteur calculée du poteau :

$$h_c = \min \left(\bar{h} + \frac{e_p}{2}, h_0 \right) \dots\dots(4.4)$$

\bar{h} : hauteur entre nus des appuis,

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

e_p : épaisseur du poteau.

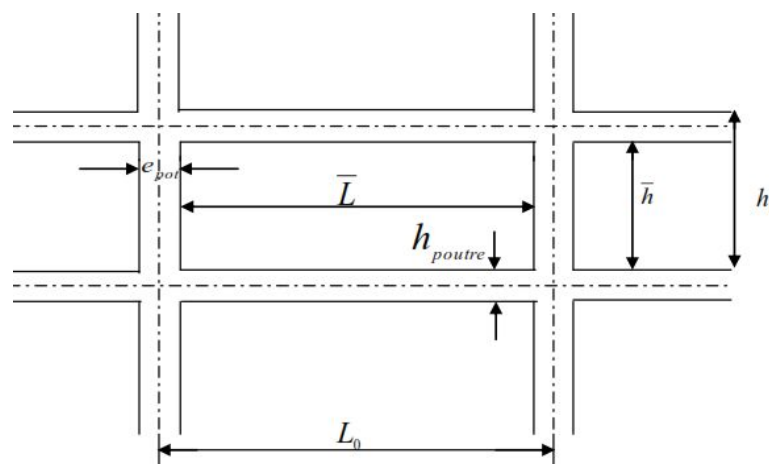
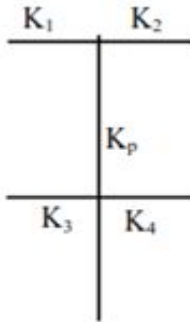


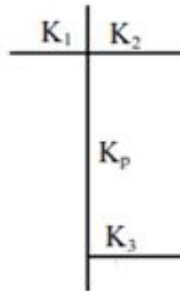
Figure 4.2 : Coupe verticale d'un niveau

4.1.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques

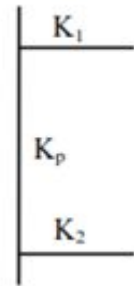
- Cas d'étage courant



$$K_j = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2k_p} \dots\dots (4.5),$$

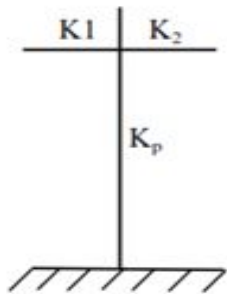


$$K_j = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2k_p} \dots\dots (4.6) ,$$

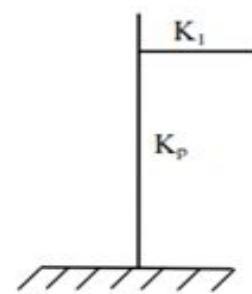


$$K_j = \frac{k_1 + k_2}{2k_p} \dots\dots (4.7)$$

- Cas du sous-sol



$$K_j = \frac{k_1 + k_2}{k_p} \dots\dots (4.8)$$



$$K_j = \frac{k_1}{k_p} \dots\dots (4.9)$$

4.1.3. Calcul des coefficients correcteurs a_{ij}

Niveau courant

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j} \dots\dots (4.10)$$

Niveau sous-sol

$$a_{ij} = \frac{0.5 + k_j}{2 + K_j} \dots\dots (4.11)$$

4.1.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

Niveau courant

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{Hc^2} \dots\dots (4.12)$$

Niveau sous-sol

- Poteau encasté à sa base

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{Hc^2} \dots\dots (4.13)$$

- Poteau articulé à sa base

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{3 \times E}{H_c^2} \dots\dots (4.14)$$

avec

H_c : hauteur du poteau calculé,

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa.

4.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y)

$$R_{jx} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \dots\dots(4.15) \quad \Rightarrow \text{calcul suivant le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \frac{12 \times E}{H_c^2} \times \sum a_{ij} \times k_p \dots\dots(4.16) \quad \Rightarrow \text{calcul suivant le sens transversal.}$$

- Calcul suivant le sens transversal (y-y)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent.

- Poteaux

Tableau 4.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal

Niveaux	Travées	H(m)	E pot(m)	Hc(m)	I poteau (m ⁴)	Kp (m ³)
	1	3.06	0.3	2.96	0.0128625	0.004309045
	2	3.06	0.3	2.96	0.0128625	0.004309045
	3	3.06	0.3	2.96	0.0128625	0.004309045
	4	3.06	0.3	2.96	0.0128625	0.004309045
10,11,12	5	3.06	0.3	2.96	0.0128625	0.004309045
	1	3.06	0.35	2.985	0.03189375	0.010508649
	2	3.06	0.35	2.985	0.03189375	0.010508649
	3	3.06	0.35	2.985	0.03189375	0.010508649
	4	3.06	0.35	2.985	0.03189375	0.010508649
7,8,9	5	3.06	0.35	2.985	0.03189375	0.010508649
	1	3.06	0.4	3.01	0.05	0.016339869
	2	3.06	0.4	3.01	0.05	0.016339869
	3	3.06	0.4	3.01	0.05	0.016339869
	4	3.06	0.4	3.01	0.05	0.016339869
6	5	3.06	0.4	3.01	0.05	0.016339869
	1	4.5	0.4	3.01	0.05	0.011111111

	2	4.5	0.4	3.01	0.05		0.011111111	
	3	4.5	0.4	3.01	0.05		0.011111111	
	4	4.5	0.4	3.01	0.05		0.011111111	
RDC	5	4.5	0.4	3.01	0.05		0.011111111	
	1	4.9	0.4	4.5	0.05		0.010204082	
	2	4.9	0.4	4.5	0.05		0.010204082	
	3	4.9	0.4	4.5	0.05		0.010204082	
	4	4.9	0.4	4.5	0.05		0.010204082	
ES2	5	4.9	0.4	4.5	0.05		0.010204082	
	1	4.9	0.6/0.65	4.9	0.0972	0.17850625	0.02090322	0.3838844
	2	4.9	0.6/0.65	4.9	0.0972	0.17850626	0.02090322	0.3838844
	3	4.9	0.6/0.65	4.9	0.0972	0.17850627	0.02090322	0.3838844
	4	4.9	0.6/0.65	4.9	0.0972	0.17850628	0.02090322	0.3838844
ES1	5	4.9	0.6/0.65	4.9	0.0972	0.17850629	0.02090322	0.3838844
	1	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850630	0.03459075	0.06352536
	2	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850631	0.03459075	0.06352537
	3	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850632	0.03459075	0.06352538
	4	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850633	0.03459075	0.06352539
SS2	5	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850634	0.03459075	0.06352540
	1	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850635	0.03459075	0.06352541
	2	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850636	0.03459075	0.06352542
	3	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850637	0.03459075	0.06352543
	4	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850638	0.03459075	0.06352544
SS1	5	3.06	0.6/0.65	3.06	0.0972	0.17850639	0.03459075	0.06352545

- Poutres

Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

Niveaux	axe	$\bar{L}(m)$	$L_0(m)$	E (m)	Lc (m)	$I(m^4)$	$k_{poutre}(m^3)$
SS1-SS2-ES	1-6	7.75	7.15	0.5	7.75	0.0375	0.00483871
		5	4.4	0.5	5	0.0375	0.0075

		4.3	3.7	0.5	4.3	0.0375	0.00872093
		5	4.4	0.5	5	0.0375	0.0075
		7.25	6.65	0.5	7.25	0.0375	0.00517241
	5-2	7.75	7.15	0.5	7.75	0.0375	0.00483871
		5	4.375	0.5	5	0.0375	0.0075
		4.3	3.65	0.5	4.3	0.0375	0.00872093
		5	4.375	0.5	5	0.0375	0.0075
		7.25	6.65	0.5	7.25	0.0375	0.00517241
	5-2	7.75	7.15	0.5	7.75	0.0375	0.00483871
		5	5	0.5	5	0.0375	0.0075
		4.3	4.3	0.5	4.3	0.0375	0.00872093
		5	5	0.5	5	0.0375	0.0075
		7.25	6.65	0.5	7.25	0.0375	0.00517241
4	1-2-5-6	7.75	7.25	0.5	7.75	0.0375	0.00483871
		5	4.5	0.5	5	0.0375	0.0075
		3.3	3.8	0.5	3.3	0.0375	0.01136364
		5	4.5	0.5	5	0.0375	0.0075
		7.25	6.75	0.5	7.25	0.0375	0.00517241
	4-3	7.75	7.25	0.5	7.75	0.0375	0.00483871
		5	5	0.5	5	0.0375	0.0075
		4.3	4.3	0.5	4.3	0.0375	0.00872093
		5	5	0.5	5	0.0375	0.0075
		7.25	6.75	0.5	7.25	0.0375	0.00517241
5-6	1-2-5-6	5	4.5	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	3.5	0.35	4.3	0.008575	0.00199419
		5	4.5	0.35	5	0.008575	0.001715
	3-4	5	5	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	4.3	0.35	4.3	0.008575	0.00199419
		5	5	0.35	5	0.008575	0.001715
7-8-9	1-2-5-6	5	4.55	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	3.85	0.35	4.3	0.008575	0.00199419
		5	4.55	0.35	5	0.008575	0.001715
	3-4	5	5	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	4.3	0.35	4.3	0.008575	0.00199419
		5	5	0.35	5	0.008575	0.001715
10-11-12	1-2-5-6	5	4.65	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	3.95	0.35	4.3	0.008575	0.00199419

		5	4.65	0.35	5	0.008575	0.001715
	3-4	5	5	0.35	5	0.008575	0.001715
		4.3	4.3	0.35	4.3	0.008575	0.00199419
		5	5	0.35	5	0.008575	0.001715

- Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)
- Poteaux

Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

Niveau	Travées	H(m)	e pot(m)		Hc(m)	I poteau (m ⁴)		Kp(m ³)	
	1	3.06	0.3		2.96	0.0007875		0.000266047	
	2	3.06	0.3		2.96	0.0007875		0.000266047	
	3	3.06	0.3		2.96	0.0007875		0.000266047	
	4	3.06	0.3		2.96	0.0007875		0.000266047	
10,11,12	5	3.06	0.3		2.96	0.0007875		0.000266047	
	1	3.06	0.35		2.985	0.001607813		0.000538631	
	2	3.06	0.35		2.985	0.001607813		0.000538631	
	3	3.06	0.35		2.985	0.001607813		0.000538631	
	4	3.06	0.35		2.985	0.001607813		0.000538631	
7,8,9	5	3.06	0.35		2.985	0.001607813		0.000538631	
	1	3.06	0.4		3.01	0.002666667		0.000885936	
	2	3.06	0.4		3.01	0.002666667		0.000885936	
	3	3.06	0.4		3.01	0.002666667		0.000885936	
	4	3.06	0.4		3.01	0.002666667		0.000885936	
6	5	3.06	0.4		3.01	0.002666667		0.000885936	
	1	4.5	0.4		3.01	0.002666667		0.000599251	
	2	4.5	0.4		3.01	0.002666667		0.000599251	
	3	4.5	0.4		3.01	0.002666667		0.000599251	
	4	4.5	0.4		3.01	0.002666667		0.000599251	
RDC	5	4.5	0.4		3.01	0.002666667		0.000599251	
	1	4.9	0.4		4.5	0.002666667		0.000549828	
	2	4.9	0.4		4.5	0.002666667		0.000549828	
	3	4.9	0.4		4.5	0.002666667		0.000549828	
	4	4.9	0.4		4.5	0.002666667		0.000549828	
ES2	5	4.9	0.4		4.5	0.002666667		0.000549828	
	1	4.9	0.6	0.65	4.9	0.00455625	0.17850625	0.0009298469	0.03642985

	2	4.9	0.6	0.65	4.9	0.00455625	0.17850625	0.0009298469	0.03642986
	3	4.9	0.6	0.65	4.9	0.00455625	0.17850625	0.0009298469	0.03642987
	4	4.9	0.6	0.65	4.9	0.00455625	0.17850625	0.0009298469	0.03642988
ES1	5	4.9	0.6	0.65	4.9	0.00455625	0.17850625	0.0009298469	0.03642989
	1	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833538
	2	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833539
	3	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833541
	4	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833540
SS2	5	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833547
	1	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833543
	2	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833544
	3	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833545
	4	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833546
SS1	5	3.06	0.6	0.65	3.06	0.00455625	0.17850625	0.00148897	0.05833542

- Poutres

Tableau 4.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveaux	axe	\bar{l} (m)	L_0 (m)	e (m)	L_c (m)	I (m ⁴)	K_{poutre} (m ³)
1-2-3	A-F-B-E	5.15	4.7	0.4	4.7	0.016	0.00340426
		5.9	5.45	0.4	5.45	0.016	0.00293578
		3.4	2.95	0.4	2.95	0.016	0.00542373
		5.9	5.45	0.4	5.45	0.016	0.00293578
		5.2	4.75	0.4	4.75	0.016	0.00336842
	C-D	5.15	4.6	0.4	4.6	0.016	0.00347826
		5.9	5.575	0.4	5.575	0.016	0.00286996
		3.4	/	0.4	/	0.016	/
		5.9	5.575	0.4	5.575	0.016	0.00286996
		5.2	4.6	0.4	4.6	0.016	0.00347826
4-5-6	A-F-B-E	5.15	4.75	0.4	4.75	0.016	0.00336842

		5.9	5.5	0.4	5.5	0.016	0.00290909
		3.4	3	0.4	3	0.016	0.00533333
		5.9	5.5	0.4	5.5	0.016	0.00290909
		5.2	4.8	0.4	4.8	0.016	0.00333333
	C-D	5.15	4.75	0.4	4.75	0.016	0.00336842
		5.9	5.5	0.4	5.5	0.016	0.00290909
		3.4	/	0.4	/	0.016	/
		5.9	5.5	0.4	5.5	0.016	0.00290909
		5.2	4.8	0.4	4.8	0.016	0.00333333
7-8-9	A-F-B-E	5.15	4.8	0.4	4.8	0.016	0.00333333
		5.9	5.55	0.4	5.55	0.016	0.00288288
		3.4	3.05	0.4	3.05	0.016	0.0052459
		5.9	5.55	0.4	5.55	0.016	0.00288288
		5.2	4.85	0.4	4.85	0.016	0.00329897
	C-D	5.15	4.8	0.4	4.8	0.016	0.00333333
		5.9	5.55	0.4	5.55	0.016	0.00288288
		3.4	/	0.4	/	0.016	/
		5.9	5.55	0.4	5.55	0.016	0.00288288
		5.2	4.85	0.4	4.85	0.016	0.00329897
10-11-12	A-F-B-E	5.15	4.85	0.4	4.85	0.016	0.00329897
		5.9	5.6	0.4	5.6	0.016	0.00285714
		3.4	3.1	0.4	3.1	0.016	0.00516129
		5.9	5.6	0.4	5.6	0.016	0.00285714
		5.2	4.9	0.4	4.9	0.016	0.00326531
	C-D	5.15	4.85	0.4	4.85	0.016	0.00329897
		5.9	5.6	0.4	5.6	0.016	0.00285714
		3.4	/	0.4	/	0.016	/
		5.9	5.6	0.4	5.6	0.016	0.00285714
		5.2	4.9	0.4	4.9	0.016	0.00326531

- Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux.

Niveaux	Portique	$K_{poteau} (m^3)$	$K_{poutre} (m^3)$	K_j	A_j	$H_c (m)$	$12 \times E (kn/m)$	R_j	$\sum R_{jx}$
12-11	(1-2)	0.00026605	0.00316832	11.908848	0.85620664	2.96	385970400	0.00022779	
axe B-E	(2-3)	0.00026605	0.00275862	22.2777588	0.91762007	2.96	385970400	0.00024413	
	(3-4)	0.00026605	0.00484848	28.593057	0.93462569	2.96	385970400	0.00024865	
	(4-5)	0.00026605	0.00275862	28.593057	0.93462569	2.96	385970400	0.00024865	
	(5-6)	0.00026605	0.00313725	22.1610054	0.91722199	2.96	385970400	0.00024402	
		0.00026605		11.7920946	0.85498939	2.96	385970400	0.00022747	
axe C-D	(1-2)	0.00026605	0.00316832	11.908848	0.85620664	2.96	385970400	0.00022779	
	(2-3)	0.00026605	0.00275862	22.2777588	0.91762007	2.96	385970400	0.00024413	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00275862						
	(5-6)	0.00026605	0.00313725	22.1610054	0.91722199	2.96	385970400	0.00024402	
		0.00026605		11.7920946	0.85498939	2.96	385970400	0.00022747	0.00238414
10	(1-2)	0.00026605	0.00316832	23.9367845	0.92288944	2.96	385970400	0.00024553	
axe B-E	(2-3)	0.00026605	0.00275862	22.3823853	0.91797357	2.96	385970400	0.00024422	
	(3-4)	0.00026605	0.00484848	28.778325	0.93501921	2.96	385970400	0.00024876	
	(4-5)	0.00026605	0.00275862	28.778325	0.93501921	2.96	385970400	0.00024876	
	(5-6)	0.00026605	0.00313725	22.2644643	0.91757494	2.96	385970400	0.00024412	
		0.00026605		11.8504713	0.85560058	2.96	385970400	0.00022763	
axe C-D	(1-2)	0.00026605	0.00316832	11.9683923	0.8568196	2.96	385970400	0.00022795	

	(2-3)	0.00026605	0.00275862	22.3823853	0.91797357	2.96	385970400	0.00024422	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00275862						
	(5-6)	0.00026605	0.00313725	22.2644643	0.91757494	2.96	385970400	0.00024412	
		0.00026605		11.8504713	0.85560058	2.96	385970400	0.00022763	0.00240295
8-9	(1-2)	0.00053863	0.0032	5.94099125	0.74814227	2.985	385970400	0.00040297	
axe B E	(2-3)	0.00053863	0.00278261	11.1070706	0.8474106	2.985	385970400	0.00045644	
	(3-4)	0.00053863	0.00492308	14.3060659	0.87734626	2.985	385970400	0.00047257	
	(4-5)	0.00053863	0.00278261	14.3060659	0.87734626	2.985	385970400	0.00047257	
	(5-6)	0.00053863	0.00316832	8.46520923	0.80889059	2.985	385970400	0.00043569	
		0.00053863		5.88216956	0.74626275	2.985	385970400	0.00040196	
axe C-D	(1-2)	0.00053863	0.0032	5.94099125	0.74814227	2.985	385970400	0.00040297	
	(2-3)	0.00053863	0.00278261	11.1070706	0.8474106	2.985	385970400	0.00045644	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00278261						
	(5-6)	0.00053863	0.00316832	11.0482489	0.84672273	2.985	385970400	0.00045607	
		0.00053863		5.88216956	0.74626275	2.985	385970400	0.00040196	0.00435964
7	(1-2)	0.00053863	0.0032	5.97099626	0.74909034	2.985	385970400	0.00040348	
axe B E	(2-3)	0.00053863	0.00278261	11.1597339	0.84802124	2.985	385970400	0.00045677	
	(3-4)	0.00053863	0.00492308	14.4001303	0.87804975	2.985	385970400	0.00047294	
	(4-5)	0.00053863	0.00278261	14.4001303	0.87804975	2.985	385970400	0.00047294	
	(5-6)	0.00053863	0.00316832	11.100318	0.84733195	2.985	385970400	0.0004564	
		0.00053863		5.91158041	0.74720601	2.985	385970400	0.00040247	

axe C D	(1-2)	0.00053863	0.0032	5.97099626	0.74909034	2.985	385970400	0.00040348	
	(2-3)	0.00053863	0.00278261	11.1597339	0.84802124	2.985	385970400	0.00045677	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00278261						
	(5-6)	0.00053863	0.00316832	11.100318	0.84733195	2.985	385970400	0.0004564	
		0.00053863		5.91158041	0.74720601	2.985	385970400	0.00040247	0.00438413
6	(1-2)	0.00088594	0.00323232	3.64848485	0.64592275	3.01	385970400	0.00057225	
axe B E	(2-3)	0.00088594	0.00280702	6.8169059	0.77316305	3.01	385970400	0.00068497	
	(3-4)	0.00088594	0.005	8.81217105	0.81502327	3.01	385970400	0.00072206	
	(4-5)	0.00088594	0.00280702	8.81217105	0.81502327	3.01	385970400	0.00072206	
	(5-6)	0.00088594	0.0032	6.78042105	0.77222049	3.01	385970400	0.00068414	
		0.00088594		3.612	0.64362081	3.01	385970400	0.00057021	
axe C-D	(1-2)	0.00088594	0.00323232	3.64848485	0.64592275	3.01	385970400	0.00057225	
	(2-3)	0.00088594	0.00280702	6.8169059	0.77316305	3.01	385970400	0.00068497	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00280702						
	(5-6)	0.00088594	0.0032	6.78042105	0.77222049	3.01	385970400	0.00068414	
		0.00088594		3.612	0.64362081	3.01	385970400	0.00057021	0.00589704
5	(1-2)	0.00059925	0.00323232	5.39393939	0.7295082	4.45	385970400	0.00043716	
axe B E	(2-3)	0.00059925	0.00280702	10.0781499	0.83441173	4.45	385970400	0.00050002	
	(3-4)	0.00059925	0.005	13.0279605	0.86691474	4.45	385970400	0.0005195	
	(4-5)	0.00059925	0.00280702	13.0279605	0.86691474	4.45	385970400	0.0005195	
	(5-6)	0.00059925	0.0032	10.0242105	0.83366891	4.45	385970400	0.00049958	

		0.00059925		5.34	0.72752044	4.45	385970400	0.00043597	
axe C-D	(1-2)	0.00059925	0.00323232	5.39393939	0.7295082	4.45	385970400	0.00043716	
	(2-3)	0.00059925	0.00280702	10.0781499	0.83441173	4.45	385970400	0.00050002	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00280702						
	(5-6)	0.00059925	0.0032	10.0242105	0.83366891	4.45	385970400	0.00049958	
		0.00059925		5.34	0.72752044	4.45	385970400	0.00043597	0.00478445
4	(1-2)	0.00054983	0.00323232	5.93939394	0.7480916	4.85	385970400	0.00041132	
axe B E	(2-3)	0.00054983	0.00280702	11.0902398	0.84721441	4.85	385970400	0.00046582	
	(3-4)	0.00054983	0.005	14.3912693	0.87798382	4.85	385970400	0.00048274	
	(4-5)	0.00054983	0.00280702	14.3912693	0.87798382	4.85	385970400	0.00048274	
	(5-6)	0.00054983	0.0032	11.0302336	0.84651081	4.85	385970400	0.00046544	
		0.00054983							
axe A F	(1-2)	0.00054983	0.00323232	5.93939394	0.7480916	4.85	385970400	0.00041132	
	(2-3)	0.00054983	0.00280702	11.0902398	0.84721441	4.85	385970400	0.00046582	
	(3-4)	0.00054983	0.005	14.3912693	0.87798382	4.85	385970400	0.00048274	
	(4-5)	0.00054983	0.00280702	14.3912693	0.87798382	4.85	385970400	0.00048274	
	(5-6)	0.00054983	0.0032	11.0302336	0.84651081	4.85	385970400	0.00046544	
		0.00054983							
axe C D	(1-2)	0.00054983	0.00323232	6.10243742	0.7531607	4.85	385970400	0.00041411	
	(2-3)	0.00054983	0.00280702	11.2649345	0.84922655	4.85	385970400	0.00046693	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00280702						

	(5-6)	0.00054983	0.0032	11.2355405	0.8488917	4.85	385970400	0.00046674	
		0.00054983		6.07304348	0.75226196	4.85	385970400	0.00041361	0.0059639
3	(1-2)	0.00092985	0.00329897	3.54786249	0.6395008	4.9	385970400	0.00059464	
axe B E	(2-3)	0.00092985	0.00285714	6.62056482	0.76799664	4.9	385970400	0.00071412	
	(3-4)	0.00092985	0.00516129	8.62339042	0.81173619	4.9	385970400	0.00075479	
	(4-5)	0.00092985	0.00285714	8.62339042	0.81173619	4.9	385970400	0.00075479	
	(5-6)	0.00092985	0.00326531	6.58436214	0.76701822	4.9	385970400	0.00071321	
		0.00092985		3.51165981	0.6371329	4.9	385970400	0.00059244	
axe A F		0.00092985	0.00329897	3.54786249	0.6395008	4.9	385970400	0.00059464	
		0.00092985	0.00285714	6.62056482	0.76799664	4.9	385970400	0.00071412	
		0.00092985	0.00516129	8.62339042	0.81173619	4.9	385970400	0.00075479	
		0.00092985	0.00285714	8.62339042	0.81173619	4.9	385970400	0.00075479	
		0.00092985	0.00326531	6.58436214	0.76701822	4.9	385970400	0.00071321	
		0.00092985		3.51165981	0.6371329	4.9	385970400	0.00059244	
axe CD	(1-2)	0.00092985	0.00347826	3.7406811	0.65160928	4.9	385970400	0.0006059	
	(2-3)	0.00303582	0.00286996	2.09110383	0.51113438	4.9	385970400	0.00155171	
	(3-4)	/	/						
	(4-5)	/	0.00286996						
	(5-6)	0.00303582	0.00347826	2.09110383	0.51113438	4.9	385970400	0.00155171	
		0.00092985		3.7406811	0.65160928	4.9	385970400	0.0006059	0.01256319
1- 2	(1-2)	0.00148897	0.00340426	2.28631468	0.5333987	2.81	385970400	0.00079421	
axe B E	(2-3)	0.00148897	0.00293578	4.25799891	0.68040902	2.81	385970400	0.00101311	
	(3-4)	0.00148897	0.00542373	5.61428728	0.73733589	2.81	385970400	0.00109787	

	(4-5)	0.00148897	0.00293578	5.61428728	0.73733589	2.81	385970400	0.00109787	
	(5-6)	0.00148897	0.00336842	4.23393244	0.67917522	2.81	385970400	0.00101127	
		0.00148897	/	2.26224821	0.53076407	2.81	385970400	0.00079029	
axe A F	(1-2)	0.00148897	0.00340426	2.28631468	0.5333987	2.81	385970400	0.00079421	
	(2-3)	0.00148897	0.00293578	4.25799891	0.68040902	2.81	385970400	0.00101311	
	(3-4)	0.00148897	0.00542373	5.61428728	0.73733589	2.81	385970400	0.00109787	
	(4-5)	0.00148897	0.00293578	5.61428728	0.73733589	2.81	385970400	0.00109787	
	(5-6)	0.00148897	0.00336842	4.23393244	0.67917522	2.81	385970400	0.00101127	
		0.00148897	/	2.26224821	0.53076407	2.81	385970400	0.00079029	
axe CD	(1-2)	0.00148897	0.00335079	2.25040398	0.52945649	2.81	385970400	0.00078835	
	(2-3)	0.00486128	0.00277056	1.25920466	0.38635336	2.81	385970400	0.00187817	
	(3-4)	/	0.08						
	(4-5)	/	0.00277056						
	(5-6)	0.00486128	0.00331606	1.25206186	0.38500555	2.81	385970400	0.00187162	
		0.00148897	/	2.22708373	0.52686057	2.81	385970400	0.00078448	0.0161474

- Rigidité des portiques longitudinaux (X-X)

Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.

Niveaux	Portique	$K_{poteau} (m^3)$	$K_{poutre} (m^3)$	K_j	A_j	$H_c (m)$	$12 \times E (kn/m)$	R_j	$\sum R_{jy}$
12-11	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
	(C-D)	0.000359087	0.00207879	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	

	(D-E)	0.000359087	0.0017772	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(E-F)	0.000359087	/	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
axe (1-6)	(A-B)	/					385970400	/	
	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
	(C-D)	0.000359087	0.00207879	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(D-E)	0.000359087	0.0017772	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(E-F)	0.000359087	/	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
axe (3-4)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
	(C-D)	/	/						
	(D-E)	/	0.0017772						
	(E-F)	0.000359087		4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	0.00274528
10	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
	(C-D)	0.000359087	0.00207879	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(D-E)	0.000359087	0.0017772	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(E-F)	0.000359087	/	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
axe (1-6)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
	(C-D)	0.000359087	0.00207879	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(D-E)	0.000359087	0.0017772	10.73831371	0.842993347	2.81	385970400	0.00030271	
	(E-F)	0.000359087	/	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	
axe (3-4)	(A-B)	/	/						
	(B-C)	0.000359087	0.0017772	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	

	(C-D)	/							
	(D-E)	/	0.0017772						
	(E-F)	0.000359087	/	4.949222798	0.712198032	2.81	385970400	0.00025574	0.00274528
8-9	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	0.000875721	0.00213043	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(D-E)	0.000875721	0.00181481	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
axe (1-6)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	0.000875721	0.00213043	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(D-E)	0.000875721	0.00181481	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
axe (3-4)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	/	/						
	(D-E)	/	0.00181481						
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	0.00509977
7	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	0.000875721	0.00213043	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(D-E)	0.000875721	0.00181481	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
axe (1-6)	(A-B)	/							

	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	0.000875721	0.00213043	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(D-E)	0.000875721	0.00181481	4.50514569	0.692551083	2.985	385970400	0.00060648	
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
axe (3-4)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000875721	0.00181481	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	
	(C-D)	/	/						
	(D-E)	/	0.00181481						
	(E-F)	0.000875721	/	2.072367017	0.50888513	2.985	385970400	0.00044564	0.00509977
6	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.001361656	0.00183422	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	
	(C-D)	0.001361656	0.00215723	2.931326244	0.594429591	3.01	385970400	0.00080941	
	(D-E)	0.001361656	0.00183422	2.931326244	0.594429591	3.01	385970400	0.00080941	
	(E-F)	0.001361656	/	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	
axe (1-6)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.001361656	0.00183422	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	
	(C-D)	0.001361656	0.00215723	2.931326244	0.594429591	3.01	385970400	0.00080941	
	(D-E)	0.001361656	0.00183422	2.931326244	0.594429591	3.01	385970400	0.00080941	
	(E-F)	0.001361656	/	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	
axe (3-4)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.001361656	0.00183422	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	
	(C-D)	/	/						
	(D-E)	/	0.00183422						
	(E-F)	0.001361656	/	1.347054545	0.402459693	3.01	385970400	0.00054801	0.0065257

5	(A-B)	/							
axe (5-2)	(B-C)	0.000925926	0.00183422	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	
	(C-D)	0.000925926	0.00215723	4.310773888	0.683081658	4.45	385970400	0.00063248	
	(D-E)	0.000925926	0.00183422	4.310773888	0.683081658	4.45	385970400	0.00063248	
	(E-F)	0.000925926	/	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	
axe (1-6)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000925926	0.00183422	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	
	(C-D)	0.000925926	0.00215723	4.310773888	0.683081658	4.45	385970400	0.00063248	
	(D-E)	0.000925926	0.00183422	4.310773888	0.683081658	4.45	385970400	0.00063248	
	(E-F)	0.000925926	/	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	
axe (3-4)	(A-B)	/							
	(B-C)	0.000925926	0.00183422	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	
	(C-D)	/	/						
	(D-E)	/	0.00183422						
	(E-F)	0.000925926	/	1.980962567	0.497608941	4.45	385970400	0.00046075	0.00529443
4	(A-B)	0.00085034	0.005	5.88	0.746192893	4.85	385970400	0.00063452	
axe (5-2)	(B-C)	0.00085034	0.00789474	15.16421053	0.883478474	4.85	385970400	0.00075126	
	(C-D)	0.00085034	0.01229508	23.74322692	0.922309662	4.85	385970400	0.00078428	
	(D-E)	0.00085034	0.00789474	23.74322692	0.922309662	4.85	385970400	0.00078428	
	(E-F)	0.00085034	0.00535714	15.58421053	0.886261598	4.85	385970400	0.00075362	
		0.00085034	/	6.3	0.759036145	4.85	385970400	0.00064544	
axe (1-6)	(A-B)	0.00085034	0.005	5.88	0.746192893	4.85	385970400	0.00063452	
	(B-C)	0.00085034	0.00789474	15.16421053	0.883478474	4.85	385970400	0.00075126	
	(C-D)	0.00085034	0.01229508	23.74322692	0.922309662	4.85	385970400	0.00078428	

	(D-E)	0.00085034	0.00789474	23.74322692	0.922309662	4.85	385970400	0.00078428	
	(E-F)	0.00085034	0.00535714	15.58421053	0.886261598	4.85	385970400	0.00075362	
		0.00085034	/	6.3	0.759036145	4.85	385970400	0.00064544	
axe(3-4)	(A-B)	0.00085034	0.005	5.88	0.746192893	4.85	385970400	0.00063452	
	(B-C)	0.00085034	0.00789474	15.16421053	0.883478474	4.85	385970400	0.00075126	
	(C-D)	/	0.00925926						
	(D-E)	/	0.00789474						
	(E-F)	0.00085034	0.00535714	15.58421053	0.886261598	4.85	385970400	0.00075362	
		0.00085034	/	6.3	0.759036145	4.85	385970400	0.00064544	0.01149162
3	(A-B)	0.001741935	0.00483871	2.777777778	0.581395349	4.9	385970400	0.00101275	
axe (5-2)	(B-C)	0.001741935	0.0075	7.083333333	0.779816514	4.9	385970400	0.00135839	
	(C-D)	0.003199037	0.00872093	5.070567036	0.717137255	4.9	385970400	0.00229415	
	(D-E)	0.003199037	0.0075	5.070567036	0.717137255	4.9	385970400	0.00229415	
	(E-F)	0.001741935	0.00517241	7.274904215	0.78436435	4.9	385970400	0.00136631	
		0.001741935	/	2.969348659	0.597532768	4.9	385970400	0.00104086	
axe (1-6)	(A-B)	0.001741935	0.00506757	2.909159159	0.592598257	4.9	385970400	0.00103227	
	(B-C)	0.001741935	0.00806452	7.538788789	0.790329774	4.9	385970400	0.0013767	
	(C-D)	0.001741935	0.00949367	10.07969995	0.834432974	4.9	385970400	0.00145353	
	(D-E)	0.001741935	0.00806452	10.07969995	0.834432974	4.9	385970400	0.00145353	
	(E-F)	0.001741935	0.00543478	7.749597424	0.794863325	4.9	385970400	0.0013846	
		0.001741935	/	3.119967794	0.609372543	4.9	385970400	0.00106149	
axe(3-4)	(A-B)	0.001741935	0.00506757	2.909159159	0.592598257	4.9	385970400	0.00103227	
	(B-C)	0.001741935	0.00806452	7.538788789	0.790329774	4.9	385970400	0.0013767	
	(C-D)	/	0.00949367						

	(D-E)	/	0.00806452						
	(E-F)	0.001741935	0.00543478	7.749597424	0.794863325	4.9	385970400	0.0013846	
		0.001741935	/	3.119967794	0.609372543	4.9	385970400	0.00106149	0.02198379
1-2	(A-B)	0.002882562	0.00506757	1.758008008	0.467803156	2.81	385970400	0.00134847	
axe (5-2)	(B-C)	0.002882562	0.00806452	4.555698171	0.694921891	2.81	385970400	0.00200316	
	(C-D)	0.00529378	0.00949367	3.316758187	0.623830927	2.81	385970400	0.00330242	
	(D-E)	0.00529378	0.00806452	3.316758187	0.623830927	2.81	385970400	0.00330242	
	(E-F)	0.002882562	0.00543478	4.683090056	0.700737236	2.81	385970400	0.00201992	
		0.002882562	/	1.885399893	0.485252469	2.81	385970400	0.00139877	
axe (1-6)	(A-B)	0.002882562	0.00506757	1.758008008	0.467803156	2.81	385970400	0.00134847	
	(B-C)	0.002882562	0.00806452	4.555698171	0.694921891	2.81	385970400	0.00200316	
	(C-D)	0.002882562	0.00949367	6.09117352	0.752817067	2.81	385970400	0.00217004	
	(D-E)	0.002882562	0.00806452	6.09117352	0.752817067	2.81	385970400	0.00217004	
	(E-F)	0.002882562	0.00543478	4.683090056	0.700737236	2.81	385970400	0.00201992	
		0.002882562	/	1.885399893	0.485252469	2.81	385970400	0.00139877	
axe (3-4)	(A-B)	0.002882562	0.00506757	1.758008008	0.467803156	2.81	385970400	0.00134847	
	(B-C)	0.002882562	0.00806452	4.555698171	0.694921891	2.81	385970400	0.00200316	
	(C-D)	/	0.00949367						
	(D-E)	/	0.00806452						
	(E-F)	0.002882562	0.00543478	4.683090056	0.700737236	2.81	385970400	0.00201992	
		0.002882562	/	1.885399893	0.485252469	2.81	385970400	0.00139877	0.02985711

Les résultats du calcul des rigidités montrent que ces dernières suivent bien une loi pyramidale sauf pour le niveau quatre car il a une hauteur importante mais néanmoins les rigidités des voiles vont compenser cela.

4.2. Caractéristiques géométrique des voiles

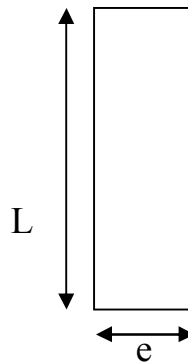
Les force sismique peuvent engendrer des torsions dans les structure sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voile doit être le plus adéquat possible de manière a résister a l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due au charges d'autre part .

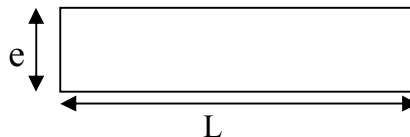
4.2.1. Etudes des refends

- Calcul des inerties
- Refends longitudinaux

$$I_Y = \frac{L \times e^3}{12} \dots\dots(4.17)$$



$$I_X = \frac{e \times L^3}{12} \dots\dots(4.18),$$



On néglige l'inertie des refends Longitudinaux par rapport a (y-y') donc on prend I_X .

- Refends Longitudinaux

Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux.

SS-02	h	e	L	I_x
VL1	3.06	0.25	29.3	524.0366042
VL2	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL3	3.06	0.25	2.35	0.270372396
VL4	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL5	3.06	0.25	29.3	524.0366042
SS2				
VL1	3.06	0.25	29.3	524.0366042
VL2	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL3	3.06	0.25	2.35	0.270372396

VL4	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL5	3.06	0.25	29.3	524.0366042
ES2				
VL1	4.9	0.25	7.75	9.697591146
VL2	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL3	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL4	4.9	0.25	7.25	7.939127604
VL5	4.9	0.25	9.35	17.02917448
VL6	4.9	0.25	2.35	0.270372396
VL7	4.9	0.25	9.35	17.02917448
VL8	4.9	0.25	7.75	9.697591146
VL9	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL10	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL11	4.9	0.25	7.25	7.939127604
ES1				
VL1	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL2	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL3	4.9	0.25	9.35	17.02917448
VL4	4.9	0.25	2.35	0.270372396
VL5	4.9	0.25	9.35	17.02917448
VL6	4.9	0.25	3.25	0.715169271
VL7	4.9	0.25	3.25	0.715169271
RDC				
VL1	4.5	0.25	3.25	0.715169271
VL2	4.5	0.25	3.25	0.715169271
VL3	4.5	0.25	9.35	17.02917448
VL4	4.5	0.25	2.35	0.270372396
VL5	4.5	0.25	9.35	17.02917448
VL6	4.5	0.25	3.25	0.715169271
VL7	4.5	0.25	3.25	0.715169271
EC				
VL1	3.06	0.25	3.25	0.715169271
VL2	3.06	0.25	3.25	0.715169271
VL3	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL4	3.06	0.25	2.35	0.270372396
VL5	3.06	0.25	9.35	17.02917448
VL6	3.06	0.25	3.25	0.715169271
VL7	3.06	0.25	3.25	0.715169271

				2348.834891
--	--	--	--	-------------

- Refends transversaux.

$$I_X = \frac{L \times e^3}{12} \dots\dots(4.17), I_Y = \frac{e \times L^3}{12} \dots\dots(4.18)$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport a (X-X') donc on prend I_Y .

Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.

ss2	h	e	L	I _Y
VT1	3.06	0.25	5.2	2.92933333
VT2	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT3	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT4	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT5	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT6	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT7	3.06	0.25	1	0.02083333
VT8	3.06	0.25	1	0.02083333
VT9	3.06	0.25	1	0.02083333
VT10	3.06	0.25	1	0.02083333
VT11	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT12	3.06	0.25	5.2	2.92933333
VT13	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT14	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT15	3.06	0.25	5.2	2.92933333
VT16	3.06	0.25	5.15	2.84564323
ss1	h	e	L	I _Y
VT1	3.06	0.25	5.2	2.92933333
VT2	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT3	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT4	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT5	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT6	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT7	3.06	0.25	1	0.02083333
VT8	3.06	0.25	1	0.02083333
VT9	3.06	0.25	1	0.02083333
VT10	3.06	0.25	1	0.02083333
VT11	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT12	3.06	0.25	5.2	2.92933333

VT13	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT14	3.06	0.25	5.15	2.84564323
VT15	3.06	0.25	5.2	2.92933333
VT16	3.06	0.25	5.15	2.84564323
ES1	4.9	0.25	5.2	2.92933333
VT1	4.9	0.25	5.15	2.84564323
VT2	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT3	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT4	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT5	4.9	0.25	5.15	2.84564323
VT6	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT7	4.9	0.25	5.2	2.92933333
VT8	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT9	4.9	0.25	5.15	2.84564323
VT10	4.9	0.25	5.2	2.92933333
VT11	4.9	0.25	5.15	2.84564323
ES2	h	e	L	I _Y
VT1	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT2	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT3	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT4	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT5	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT6	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT7	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT8	4.9	0.25	1.5	0.0703125
RDC	h	e	L	I _Y
VT1	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT2	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT3	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT4	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT5	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT6	4.9	0.25	3.4	0.81883333
VT7	4.9	0.25	1.5	0.0703125
VT8	4.9	0.25	1.5	0.0703125
EC	h	e	L	I _Y
VT1	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT2	3.06	0.25	1.5	0.0703125

VT3	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT4	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT5	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT6	3.06	0.25	3.4	0.81883333
VT7	3.06	0.25	1.5	0.0703125
VT8	3.06	0.25	1.5	0.0703125
				74.6483854

- Rigidités des voiles
 - Dans le sens (y-y)

$$R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_x}{H_c^3} \dots\dots (4.19)$$

- Dans le sens (x-x)

$$R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{H_c^3} \dots\dots (4.20)$$

avec

H_e : hauteur de l'étage,

I_x, I_y : inerties des voiles longitudinaux et transversaux.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux ci-après :

- Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau 4.9 : Rigidité des voiles dans le sens transversal.

ss2	h	I _x	E	R _{vx}	ΣR _{vx}
VT1	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT2	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT3	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT4	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT5	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT6	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT7	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT8	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT9	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT10	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT11	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT12	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT13	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	

VT14	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT15	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT16	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	936633.652
ssl	h	I _x	E	R _{vx}	∑R _{vx}
VT1	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT2	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT3	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT4	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT5	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT6	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT7	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT8	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT9	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT10	3.06	0.02083333	32164200	17539.956	
VT11	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT12	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT13	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT14	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	
VT15	3.06	2.92933333	32164200	91207.7714	
VT16	3.06	2.84564323	32164200	90330.7736	936633.652
ES1	h	I _x	E	R _{vx}	∑R _{vx}
VT1	4.9	2.84564323	32164200	21999.4472	
VT2	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT3	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT4	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT5	4.9	2.84564323	32164200	21999.4472	
VT6	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT7	4.9	2.92933333	32164200	22213.0341	
VT8	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT9	4.9	2.84564323	32164200	21999.4472	
VT10	4.9	2.92933333	32164200	22213.0341	
VT11	4.9	2.84564323	32164200	21999.4472	211023.824
ES2	h	I _x	E	R _{vx}	∑R _{vx}
VT1	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT2	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT3	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT4	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT5	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	

VT6	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT7	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT8	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	67493.4498
RDC	h	I _x	E	R _{vx}	∑R _{vx}
VT1	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT2	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT3	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT4	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT5	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT6	4.9	0.81883333	32164200	14523.9069	
VT7	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	
VT8	4.9	0.0703125	32164200	6407.60599	67493.4498
EC	h	I _x	E	R _{vx}	∑R _{vx}
VT1	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT2	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT3	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT4	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT5	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT6	3.06	0.81883333	32164200	59635.8505	
VT7	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	
VT8	3.06	0.0703125	32164200	26309.9341	277131.305
		74.6483854			

- Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

SS-02	h	I _x	E	R _{vy}	∑R _{vy}
VL1	3.06	524.036604	32164200	2.0683E+11	
VL2	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL3	3.06	0.2703724	32164200	8558939.02	
VL4	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL5	3.06	524.036604	32164200	2.0683E+11	
SS2				0	4.1796E+11
VL1	3.06	524.036604	32164200	2.0683E+11	
VL2	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL3	3.06	0.2703724	32164200	8558939.02	
VL4	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL5	3.06	524.036604	32164200	2.0683E+11	4.1796E+11

ES2				0	
VL1	4.9	9.69759115	32164200	246564946	
VL2	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL3	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL4	4.9	7.9391276	32164200	188832416	
VL5	4.9	17.0291745	32164200	522361266	
VL6	4.9	0.2703724	32164200	2084471.55	
VL7	4.9	17.0291745	32164200	522361266	
VL8	4.9	9.69759115	32164200	246564946	
VL9	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL10	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL11	4.9	7.9391276	32164200	188832416	1948102999
ES1				0	
VL1	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL2	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL3	4.9	17.0291745	32164200	522361266	
VL4	4.9	0.2703724	32164200	2084471.55	
VL5	4.9	17.0291745	32164200	522361266	
VL6	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	
VL7	4.9	0.71516927	32164200	7625318.12	1077308277
RDC				0	
VL1	4.5	0.71516927	32164200	9844840.07	
VL2	4.5	0.71516927	32164200	9844840.07	
VL3	4.5	17.0291745	32164200	674406372	
VL4	4.5	0.2703724	32164200	2691204.31	
VL5	4.5	17.0291745	32164200	674406372	
VL6	4.5	0.71516927	32164200	9844840.07	
VL7	4.5	0.71516927	32164200	9844840.07	1390883308
EC				0	
VL1	3.06	0.71516927	32164200	31309917.8	
VL2	3.06	0.71516927	32164200	31309917.8	
VL3	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL4	3.06	0.2703724	32164200	8558939.02	
VL5	3.06	17.0291745	32164200	2144840130	
VL6	3.06	0.71516927	32164200	31309917.8	
VL7	3.06	0.71516927	32164200	31309917.8	4423478870
		2348.83489			

4.3. Calcul des inerties fictives des portiques

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie ; à cet effet, nous utiliserons la méthode de l'approximation successive.

4.3.1. Calcul des inerties des portiques méthode des approximations successives

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes. Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique droit de la structure, sous l'effet d'une série de forces horizontales à 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau). Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à 1m^4 , il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

4.3.1.1. Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires)

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} \dots\dots (4.21); I = 1\text{m}^4$$

Avec

f_i : flèche au niveau (i).

S_i : élément de surface du niveau (i)

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b + 1$)

E : module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :

$$s_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \times h_i \dots\dots (4.22)$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i \dots\dots (4.23)$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (4.1) :

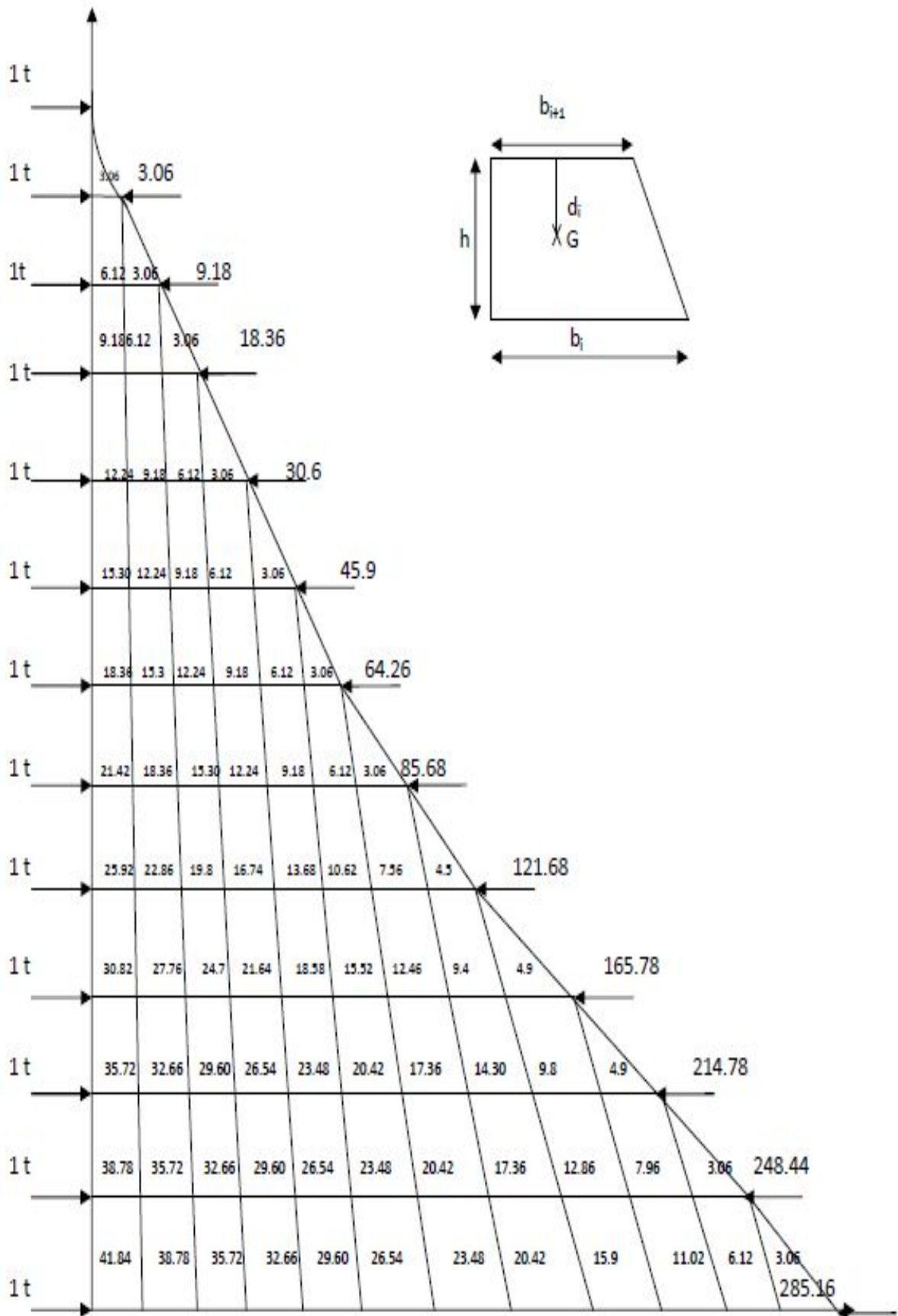


Figure 4.1 : Diagramme des moments des aires

4.3.1.2. Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

Tableau 4.11 : Résultat de $S_i \times d_i$ pour chaque niveau.

niveaux	He	Bj	Bj+1	S_i	d_i	$S_i \times d_i$
12	3.06	3.06	0	4.6818	2.04	9.550872
11	3.06	9.18	3.06	18.7272	1.785	33.428052
10	3.06	18.36	9.18	42.1362	1.7	71.63154
9	3.06	30.6	18.36	74.9088	1.6575	124.161336
8	3.06	45.9	30.6	117.045	1.632	191.01744
7	3.06	64.26	45.9	168.5448	1.615	272.199852
6	3.06	85.68	64.26	229.4082	1.602857143	367.708572
5	4.5	121.68	85.68	466.56	2.380208333	1110.51
4	4.9	165.78	121.68	704.277	2.575286996	1813.7154
3	4.9	214.78	165.78	932.372	2.555152057	2382.352233
2	3.06	248.44	214.78	708.7266	1.567059281	1110.616596
1	3.06	285.16	248.44	816.408	1.565095952	1277.756856

4.3.1.3. Calcul des flèches par niveau

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} \dots \dots (4.24)$$

Tableau 4.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau.

niveaux	SIDI	FIEI	f
12	9.550872	8764.649	0.000272497
11	33.428052	8755.098	0.0002722
10	71.63154	8721.67	0.000271161
9	124.161336	8650.038	0.000268934
8	191.01744	8525.877	0.000265073
7	272.199852	8334.86	0.000259135
6	367.708572	8062.66	0.000250672
5	1110.51	7694.951	0.00023924
4	1813.7154	6584.441	0.000204713
3	2382.352233	4770.726	0.000148324
2	1110.616596	2388.373	7.42556E-05
1	1277.756856	1277.757	3.97261E-05

4.3.2. Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher

- Etapes de calcul
- Calcul de la rotation d'étage $E\theta$
 - Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_m} \dots \dots (4.25)$$

avec

$$M_n : h \times T_n \dots \dots (4.26)$$

$$M_{n+1} : T_{n+1} \times h_{n+1} \dots \dots (4.27)$$

- Pour les premiers niveaux

Poteaux encastres

$$E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{tn} + 2 \times \sum K_{pn}} \dots \dots (4.28)$$

Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{pn}} \dots \dots (4.29)$$

- Calcul des déplacements

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} \dots \dots (4.30)$$

$$\Delta_n = \psi_n \times h \dots \dots (4.31)$$

- Calcul du déplacement au niveau i

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n \dots \dots (4.32)$$

- Calcul de l'inertie fictive

$$I_{ei} = f_i / \sum_{i=1}^n \Delta_i \dots \dots (4.33)$$

avec

$\sum K_{pn}$: somme des raideurs des poutres du $n^{\text{ème}}$ niveau,

$\sum K_{tn}$: somme des raideurs des poteaux du $n^{\text{ème}}$ niveau,

h : hauteur libre d'étage,

E : module d'élasticité

Δ_n : déplacements du portique au $n^{\text{ème}}$ niveau

f_n : flèche du $n^{\text{ème}}$ niveau

Δ_i : déplacement du portique au niveau « i ».

Les resultat son resumés dans les tableaux qui suivent :

- Inertie fictive des portiques transversaux.

Tableau 4.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversal.

Niveau	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{putr}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum E\Delta_i$	E _{if}	Le _i Y
12	b-b	0	3.06	0.01795436	0.01482079	8.602781	31.408	96.1092	4713.22833	8764.64875	1.86
	c-c	0	3.06	0.01795436	0.01482079	8.602781	31.408	96.1092	4713.22833	8764.64875	1.86
	d-d	0	3.06	0.01795436	0.01482079	8.602781	31.408	96.1092	4713.22833	8764.64875	1.86
11	b-b	3.06	6.12	0.01795436	0.01482079	25.80834	62.816	192.218	4617.11911	8755.09788	1.90
	c-c	3.06	6.12	0.01795436	0.01482079	25.80834	62.816	192.218	4617.11911	8755.09788	1.90
	d-d	3.06	6.12	0.01795436	0.01482079	25.80834	62.816	192.218	4617.11911	8755.09788	1.90
10	b-b	6.12	9.18	0.01795436	0.01482079	43.01391	67.061	205.205	4424.90067	8721.66983	1.97
	c-c	6.12	9.18	0.01795436	0.01482079	43.01391	67.061	205.205	4424.90067	8721.66983	1.97
	d-d	6.12	9.18	0.01795436	0.01482079	43.01391	67.061	205.205	4424.90067	8721.66983	1.97
9	b-b	9.18	12.24	0.00875721	0.15149758	5.891183	123.21	377.017	4219.6953	8650.03829	2.05
	c-c	9.18	12.24	0.00875721	0.15149758	5.891183	123.21	377.017	4219.6953	8650.03829	2.05

	d-d	9.18	12.24	0.00875721	0.15149758	5.891183	123.21	377.017	4219.6953	8650.03829	2.05
8	b-b	12.2	15.3	0.00875721	0.15149758	7.574378	154.01	471.272	3842.67802	8525.87695	2.22
	c-c	12.2	15.3	0.00875721	0.15149758	7.574378	154.01	471.272	3842.67802	8525.87695	2.22
	d-d	12.2	15.3	0.00875721	0.15149758	7.574378	154.01	471.272	3842.67802	8525.87695	2.22
7	b-b	15.3	18.36	0.00875721	0.15149758	9.257574	184.75	565.34	3371.40642	8334.85951	2.47
	c-c	15.3	18.36	0.00875721	0.15149758	9.257574	184.75	565.34	3371.40642	8334.85951	2.47
	d-d	15.3	18.36	0.00875721	0.15149758	9.257574	184.75	565.34	3371.40642	8334.85951	2.47
6	b-b	18.4	21.42	0.01361656	0.15319813	10.81932	142.94	437.39	2806.06632	8062.65966	2.87
	c-c	18.4	21.42	0.01361656	0.15319813	10.81932	142.94	437.39	2806.06632	8062.65966	2.87
	d-d	18.4	21.42	0.01361656	0.15319813	10.81932	142.94	437.39	2806.06632	8062.65966	2.87
5	b-b	21.4	25.92	0.09259259	0.15319813	12.87548	40.293	181.318	2368.67665	7694.95109	3.25
	c-c	21.4	25.92	0.09259259	0.15319813	12.87548	40.293	181.318	2368.67665	7694.95109	3.25
	d-d	21.4	25.92	0.09259259	0.15319813	12.87548	40.293	181.318	2368.67665	7694.95109	3.25

4	a-a	25.9	30.82	0.01360544	0.11228927	21.05425	212.38	1040.66	2187.35874	6584.44109	3.01
	b-b	25.9	30.82	0.01360544	0.11228927	21.05425	212.38	1040.66	2187.35874	6584.44109	3.01
	c-c	25.9	30.82	0.01360544	0.11228927	21.05425	212.38	1040.66	2187.35874	6584.44109	3.01
	d-d	25.9	30.82	0.01360544	0.11228927	21.05425	212.38	1040.66	2187.35874	6584.44109	3.01
	e-e	25.9	30.82	0.01360544	0.11228927	21.05425	212.38	1040.66	2187.35874	6584.44109	3.01
3	a-a	30.8	35.72	0.03078517	0.10598216	26.16006	124.09	608.056	1146.69841	4770.72569	4.16
	b-b	30.8	35.72	0.03078517	0.10598216	26.16006	124.09	608.056	1146.69841	4770.72569	4.16
	c-c	30.8	35.72	0.03078517	0.10598216	26.16006	124.09	608.056	1146.69841	4770.72569	4.16
	d-d	30.8	35.72	0.03078517	0.10598216	26.16006	124.09	608.056	1146.69841	4770.72569	4.16
	e-e	30.8	35.72	0.03078517	0.10598216	26.16006	124.09	608.056	1146.69841	4770.72569	4.16
2	a-a	35.7	38.78	0.05094343	0.10837516	28.64279	92.671	283.575	538.642693	2388.37345	4.43
	b-b	35.7	38.78	0.05094343	0.10837516	28.64279	92.671	283.575	538.642693	2388.37345	4.43

	c-c	35.7	38.78	0.05094343	0.10837516	28.64279	92.671	283.575	538.642693	2388.37345	4.43
	d-d	35.7	38.78	0.05094343	0.10837516	28.64279	92.671	283.575	538.642693	2388.37345	4.43
	e-e	35.7	38.78	0.05094343	0.10837516	28.64279	92.671	283.575	538.642693	2388.37345	4.43
1	a-a	38.8	41.84	0.05094343	0.10837516	29.82733	83.356	255.068	255.068109	1277.75686	5.01
	b-b	38.8	41.84	0.05094343	0.10837516	29.82733	83.356	255.068	255.068109	1277.75686	5.01
	c-c	38.8	41.84	0.05094343	0.10837516	29.82733	83.356	255.068	255.068109	1277.75686	5.01
	d-d	38.8	41.84	0.05094343	0.10837516	29.82733	83.356	255.068	255.068109	1277.75686	5.01
	e-e	38.8	41.84	0.05094343	0.10837516	29.82733	83.356	255.068	255.068109	1277.75686	5.01
											138.84

- Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal.

Niveaux	Portique	Mn+1	Mn	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{putr}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum E\Delta_i$	E _{ifi}	Le _{iX}
12	1	0	3.06	0.00266047	0.10849411	1.175179	98.198	300.486	9419.27522	8764.64875	0.93
	2	0	3.06	0.00266047	0.10849411	1.175179	98.198	300.486	9419.27522	8764.64875	0.93
	3	0	3.06	0.00266047	0.10849411	1.175179	98.198	300.486	9419.27522	8764.64875	0.93
	4	0	3.06	0.00266047	0.10849411	1.175179	98.198	300.486	9419.27522	8764.64875	0.93
	5	0	3.06	0.00266047	0.10849411	1.175179	98.198	300.486	9419.27522	8764.64875	0.93
11	1	3.06	6.12	0.00266047	0.10849411	3.525537	196.4	600.972	9118.78941	8755.09788	0.96
	2	3.06	6.12	0.00266047	0.10849411	3.525537	196.4	600.972	9118.78941	8755.09788	0.96
	3	3.06	6.12	0.00266047	0.10849411	3.525537	196.4	600.972	9118.78941	8755.09788	0.96
	4	3.06	6.12	0.00266047	0.10849411	3.525537	196.4	600.972	9118.78941	8755.09788	0.96
	5	3.06	6.12	0.00266047	0.10849411	3.525537	196.4	600.972	9118.78941	8755.09788	0.96
10	1	6.12	9.18	0.00266047	0.10849411	5.875895	294.58	901.423	8517.8178	8721.66983	1.02
	2	6.12	9.18	0.00266047	0.10849411	5.875895	294.58	901.423	8517.8178	8721.66983	1.02
	3	6.12	9.18	0.00266047	0.10849411	5.875895	294.58	901.423	8517.8178	8721.66983	

											1.02
	4	6.12	9.18	0.00266047	0.10849411	5.875895	294.58	901.423	8517.8178	8721.66983	1.02
	5	6.12	9.18	0.00266047	0.10849411	5.875895	294.58	901.423	8517.8178	8721.66983	1.02
9	1	9.18	12.24	0.00538631	0.10879015	8.203868	198.74	608.159	7616.39462	8650.03829	1.14
	2	9.18	12.24	0.00538631	0.10879015	8.203868	198.74	608.159	7616.39462	8650.03829	1.14
	3	9.18	12.24	0.00538631	0.10879015	8.203868	198.74	608.159	7616.39462	8650.03829	1.14
	4	9.18	12.24	0.00538631	0.10879015	8.203868	198.74	608.159	7616.39462	8650.03829	1.14
	5	9.18	12.24	0.00538631	0.10879015	8.203868	198.74	608.159	7616.39462	8650.03829	1.14
8	1	12.2	15.3	0.00538631	0.10879015	10.54783	248.43	760.199	7008.23514	8525.87695	1.22
	2	12.2	15.3	0.00538631	0.10879015	10.54783	248.43	760.199	7008.23514	8525.87695	1.22
	3	12.2	15.3	0.00538631	0.10879015	10.54783	248.43	760.199	7008.23514	8525.87695	1.22
	4	12.2	15.3	0.00538631	0.10879015	10.54783	248.43	760.199	7008.23514	8525.87695	1.22
	5	12.2	15.3	0.00538631	0.10879015	10.54783	248.43	760.199	7008.23514	8525.87695	1.22
7	1	15.3	18.36	0.00538631	0.10879015	12.89179	298.1	912.175	6248.03579	8334.85951	1.33
	2	15.3	18.36	0.00538631	0.10879015	12.89179	298.1	912.175	6248.03579	8334.85951	1.33
	3	15.3	18.36	0.00538631	0.10879015	12.89179	298.1	912.175	6248.03579	8334.85951	

											1.33
	4	15.3	18.36	0.00538631	0.10879015	12.89179	298.1	912.175	6248.03579	8334.85951	1.33
	5	15.3	18.36	0.00538631	0.10879015	12.89179	298.1	912.175	6248.03579	8334.85951	1.33
6	1	18.4	21.42	0.02647059	0.10909272	15.1935	84.071	257.256	5335.86122	8062.65966	1.51
	2	18.4	21.42	0.02647059	0.10909272	15.1935	84.071	257.256	5335.86122	8062.65966	1.51
	3	18.4	21.42	0.02647059	0.10909272	15.1935	84.071	257.256	5335.86122	8062.65966	1.51
	4	18.4	21.42	0.02647059	0.10909272	15.1935	84.071	257.256	5335.86122	8062.65966	1.51
	5	18.4	21.42	0.02647059	0.10909272	15.1935	84.071	257.256	5335.86122	8062.65966	1.51
5	1	21.4	25.92	0.00599251	0.10909272	18.08095	378.86	1704.88	5078.60531	7694.95109	1.52
	2	21.4	25.92	0.00599251	0.10909272	18.08095	378.86	1704.88	5078.60531	7694.95109	1.52
	3	21.4	25.92	0.00599251	0.10909272	18.08095	378.86	1704.88	5078.60531	7694.95109	1.52
	4	21.4	25.92	0.00599251	0.10909272	18.08095	378.86	1704.88	5078.60531	7694.95109	1.52
	5	21.4	25.92	0.00599251	0.10909272	18.08095	378.86	1704.88	5078.60531	7694.95109	1.52
4	1	25.9	30.82	0.00879525	0.12613908	18.74254	330.52	1619.56	3373.72736	6584.44109	1.95
	2	25.9	30.82	0.00879525	0.12613908	18.74254	330.52	1619.56	3373.72736	6584.44109	1.95
	3	25.9	30.82	0.00879525	0.12613908	18.74254	330.52	1619.56	3373.72736	6584.44109	

											1.95
	4	25.9	30.82	0.00879525	0.12613908	18.74254	330.52	1619.56	3373.72736	6584.44109	1.95
	5	25.9	30.82	0.00879525	0.12613908	18.74254	330.52	1619.56	3373.72736	6584.44109	1.95
3	1	30.8	35.72	0.0190895	0.04757614	58.27502	197.16	966.098	1754.16747	4770.72569	2.72
	2	30.8	35.72	0.0190895	0.04757614	58.27502	197.16	966.098	1754.16747	4770.72569	2.72
	3	30.8	35.72	0.0190895	0.04757614	58.27502	197.16	966.098	1754.16747	4770.72569	2.72
	4	30.8	35.72	0.0190895	0.04757614	58.27502	197.16	966.098	1754.16747	4770.72569	2.72
	5	30.8	35.72	0.0190895	0.04757614	58.27502	197.16	966.098	1754.16747	4770.72569	2.72
2	1	35.7	38.78	0.03056815	0.1283439	24.18632	130.65	399.774	788.069611	2388.37345	3.03
	2	35.7	38.78	0.03056815	0.1283439	24.18632	130.65	399.774	788.069611	2388.37345	3.03
	3	35.7	38.78	0.03056815	0.1283439	24.18632	130.65	399.774	788.069611	2388.37345	3.03
	4	35.7	38.78	0.03056815	0.1283439	24.18632	130.65	399.774	788.069611	2388.37345	3.03
	5	35.7	38.78	0.03056815	0.1283439	24.18632	130.65	399.774	788.069611	2388.37345	3.03
1	1	38.8	41.84	0.03056815	0.1283439	25.6638	126.89	388.296	388.295555	1277.75686	3.29
	2	38.8	41.84	0.03056815	0.1283439	25.6638	126.89	388.296	388.295555	1277.75686	3.29
	3	38.8	41.84	0.03056815	0.1283439	25.6638	126.89	388.296	388.295555	1277.75686	

											3.29
	4	38.8	41.84	0.03056815	0.1283439	25.6638	126.89	388.296	388.295555	1277.75686	3.29
	5	38.8	41.84	0.03056815	0.1283439	25.6638	126.89	388.296	388.295555	1277.75686	3.29
											101.58

4.3.3. Interprétation des résultats

➤ Sens transversal

La moyenne des inerties des portiques = 138.84 m^4

L'inertie des voiles transversaux = 74.64 m^4

L'inertie totale (voiles + portiques) = 213.48 m^4

Le pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversal est de :

Portiques = 65.04 %

Voiles = 34.96 %

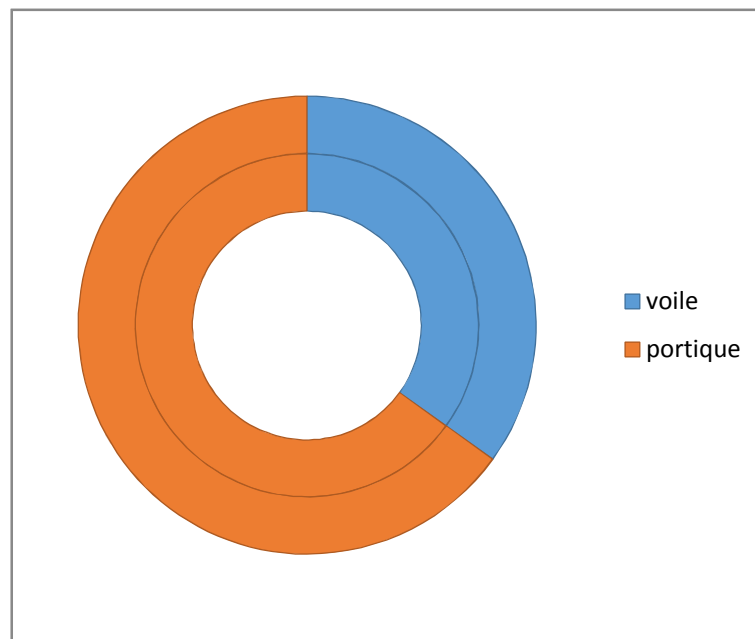


Figure 4.2 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversal.

➤ Sens longitudinal

(Sans le mur plaque)

La moyenne des inerties des portiques = 101.58 m^4

L'inertie des voiles longitudinaux = 252.63 m^4

L'inertie totale (voiles + portiques) = 354.263 m^4

Le pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal est de :

Portiques = 28.69 %

Voiles = 71.31 %

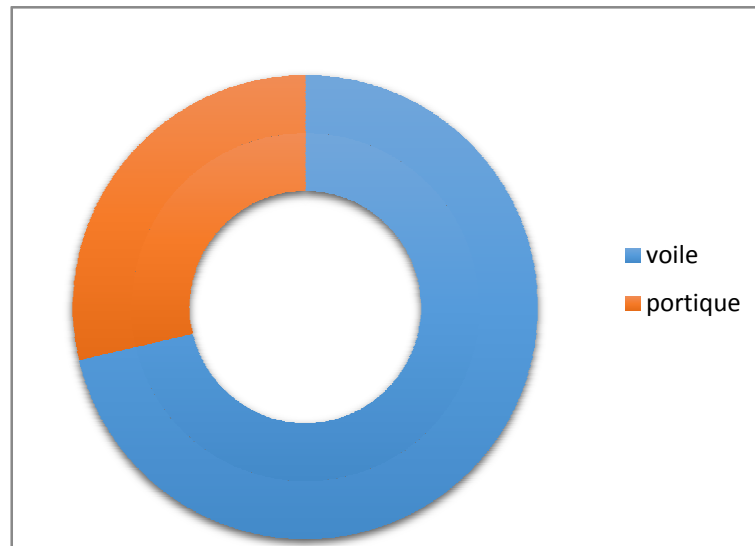


Figure 4.3 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal (Sans tenir compte du mur plaque).

(Avec le mur plaque)

La moyenne des inerties des portiques = 101.58 m^4

L'inertie des voiles longitudinaux = 2348.83 m^4

L'inertie totale (voiles + portiques) = 2450.41 m^4

Le pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal est de :

Portiques = 4.14%

Voiles = 95.86%

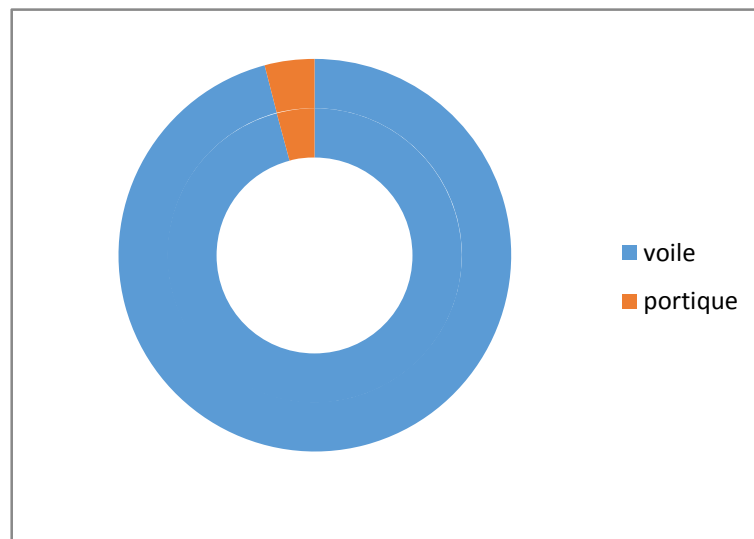


Figure 4.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal (En tenant compte du mur plaque).

- La descente des charges revenant aux voiles et portique

Pour vérifier cette condition, nous allons procéder au calcul du pourcentage d'effort verticaux revenant aux voiles et aux portiques à la base, et pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques.

Les résultats obtenue son résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.15 : Descente des charges revenant aux voiles et portiques.

	Total	Revenant aux voiles	Revenant aux portiques
Surface	5917.38	2496.7	3420.68
Pourcentage	100 %	42.19 %	57.81 %

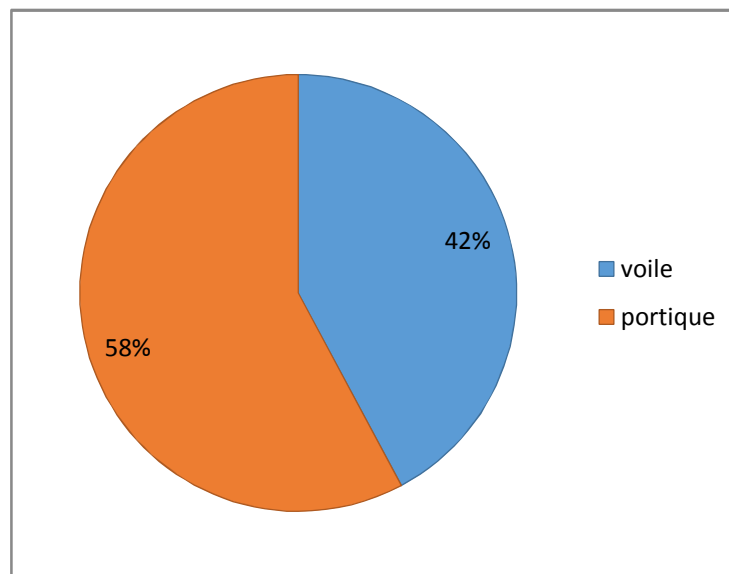


Figure 4.5 : Pourcentage de la descente des charges revenant aux portiques et aux voiles.

4.4. Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de type « mixte » avec interaction voiles-portiques.

Le RPA99 prescrit pour ce système de contreventement « mixte » assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales, le reste est repris par les portiques, par contre les forces horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités.

Chapitre 5

**Modélisation de la structure sur
ETABS**

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels (ETABS, SAP2000...ETC), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS en utilisant la méthode des éléments finis et les résultats obtenus seront commentés.

5.1. Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

5.2. Description du logiciel ETABS

L'**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI ... etc.). De plus de par sa spécificité pour

le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul a utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ... etc.).

5.3. Modélisation de la structure sous ETABS

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres – poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre «*frame*» à deux nœud ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques «*Shell*» à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

5.3.1. Rappel (Terminologie)

Grid line : Ligne de grille,

Joints : nœuds,

Frame : portique (cadre),

Element : élément,

Shell : voile,

Restraints : degrés de liberté (DDL),

Loads: charges,

Uniformed loads: charges uniformes,

Define : définir,

Materials : matériaux,

Concret : béton,

Steel : acier,

Frame section : coffrage,

Colum : poteau,

Beam : poutre.

5.3.2. Choix de la Méthode de calcul

- Méthodes utilisables

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,

- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

5.3.3. Présentation de la méthode modale spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• Hypothèses de calcul

- les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

5.4. Etapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

5.4.1. Introduction de la géométrie du modèle

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. En bas de l'écran, nous sélectionnons [kN.m] qui sera notre unité de travail.

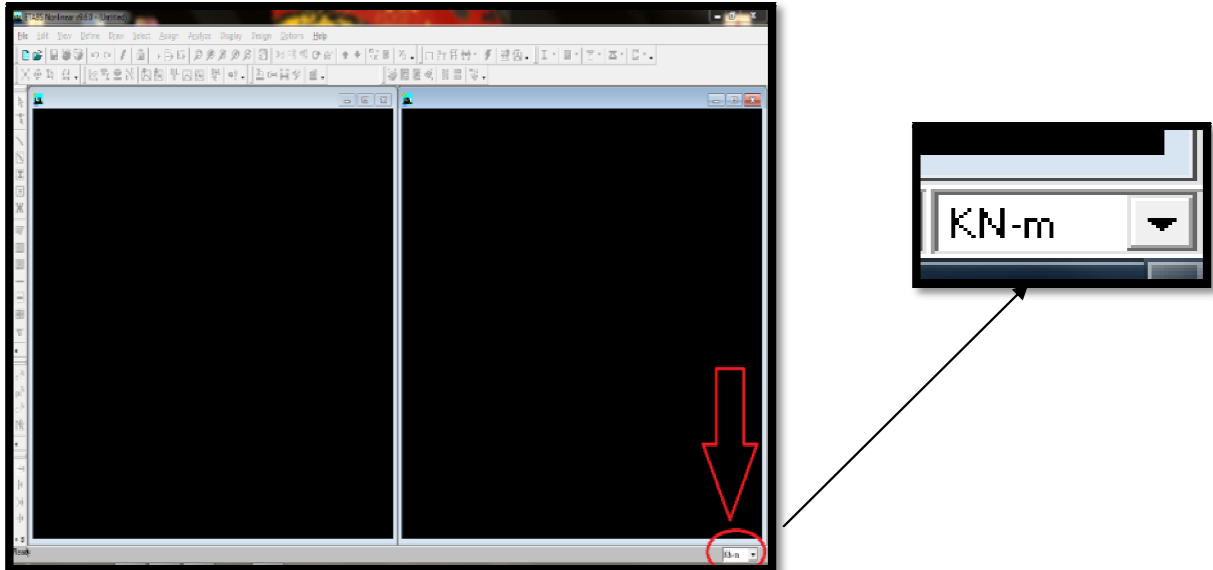


Figure 5.1 : Choix de l'unité de base.

b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran nous sélectionnons :

File \Rightarrow New model

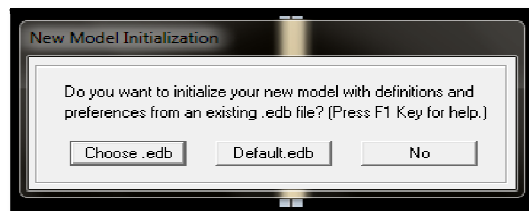


Figure 5.2 : Choix d'une surface de travail.

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **No**.

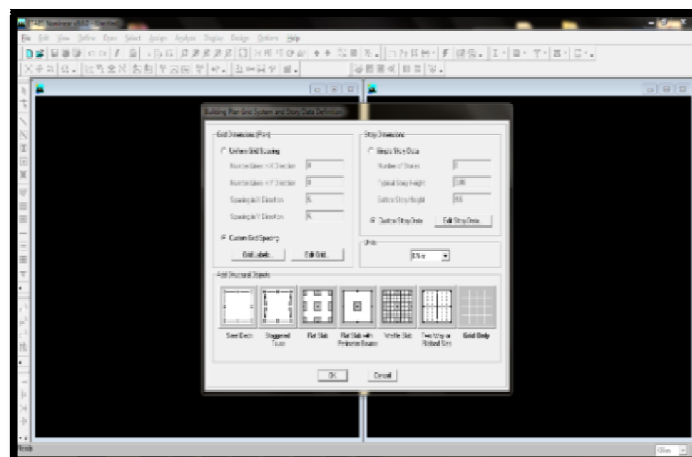


Figure 5.3 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la fenêtre qui apparaît nous permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- les hauteurs des différents étages,
- le nombre d'étages,
- les longueurs des travées.

c. Modification de la géométrie de base

- Lignes et travées

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇒ **Edit Grid**



Figure 5.4 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

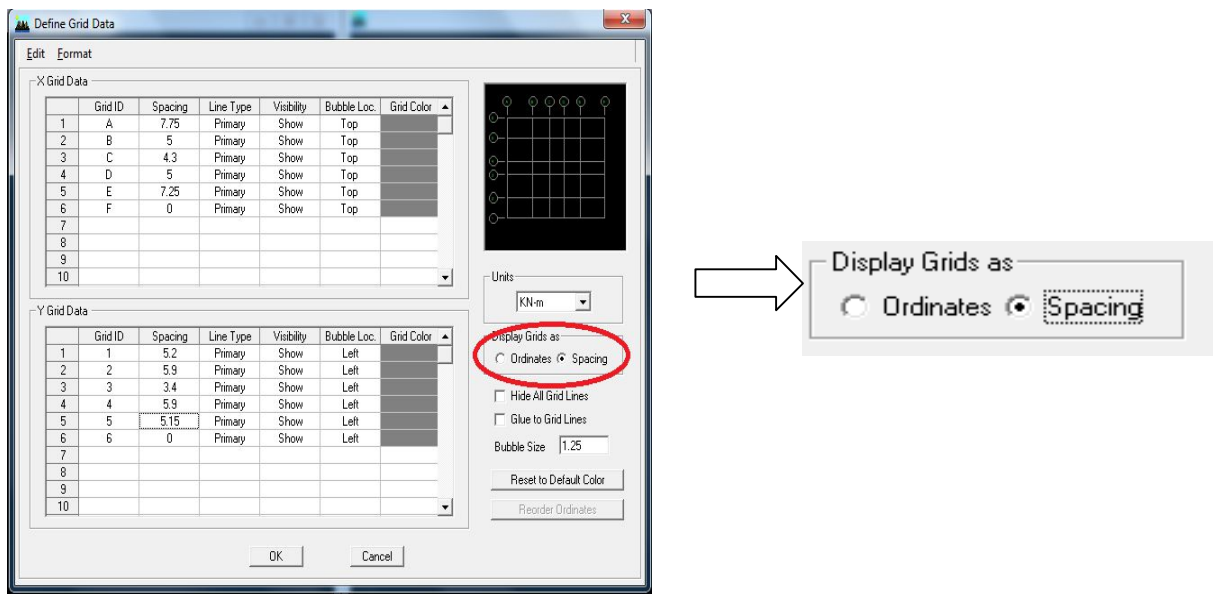


Figure 5.5 : Introduction des données de la structure.

Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

- Etages

Sur **Simple story data** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages (Figure 5.6) .

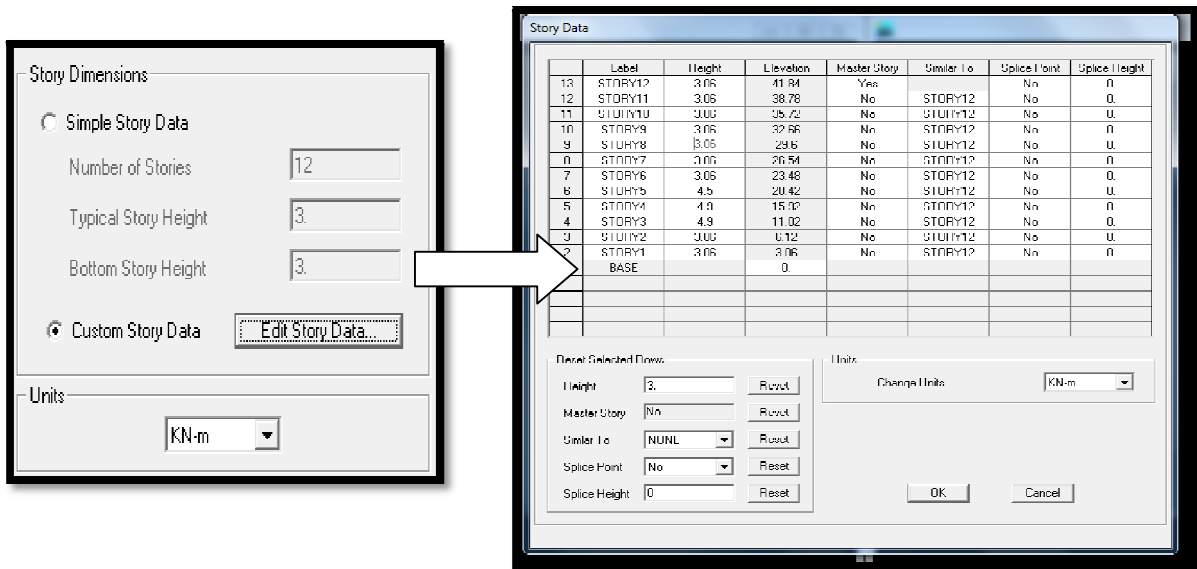


Figure 5.6 : Introduction des hauteurs de la structure.

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (Figure 5.6), nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la (Figure 5.7)

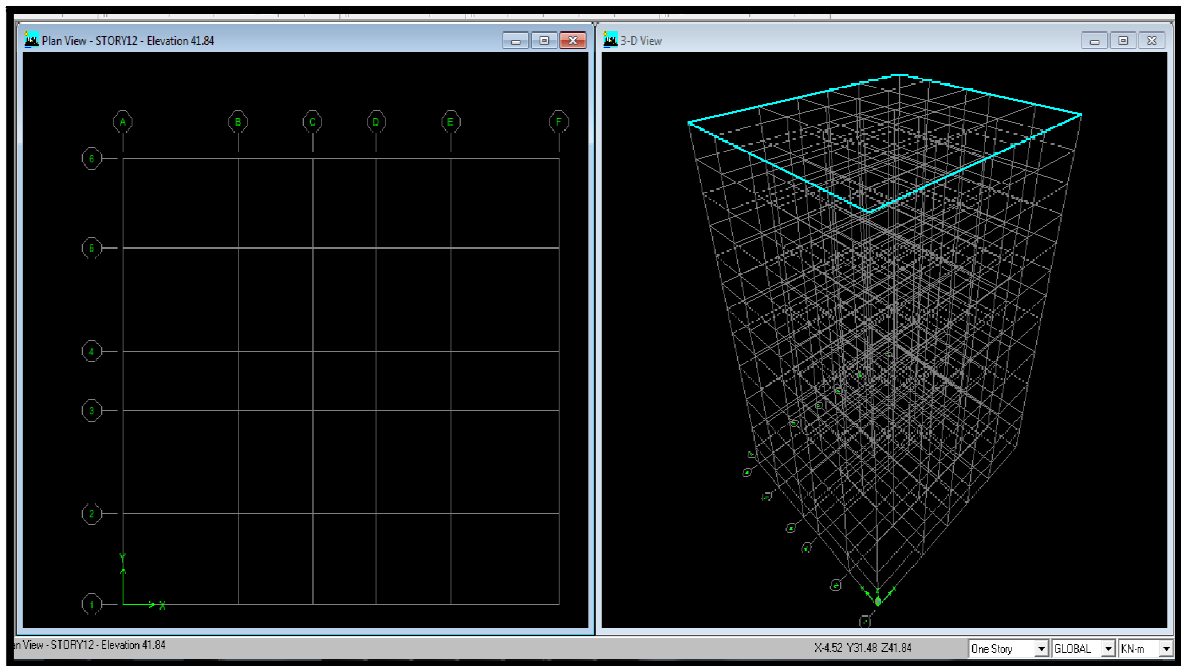


Figure 5.7 : Esquisse de la structure en système d'axes.

5.4.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

Define ⇒ **Material properties** ⇒ **Conc** ⇒ **Modify/show Material.**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, on définit le béton et ses propriétés comme dans la figure 5.8.

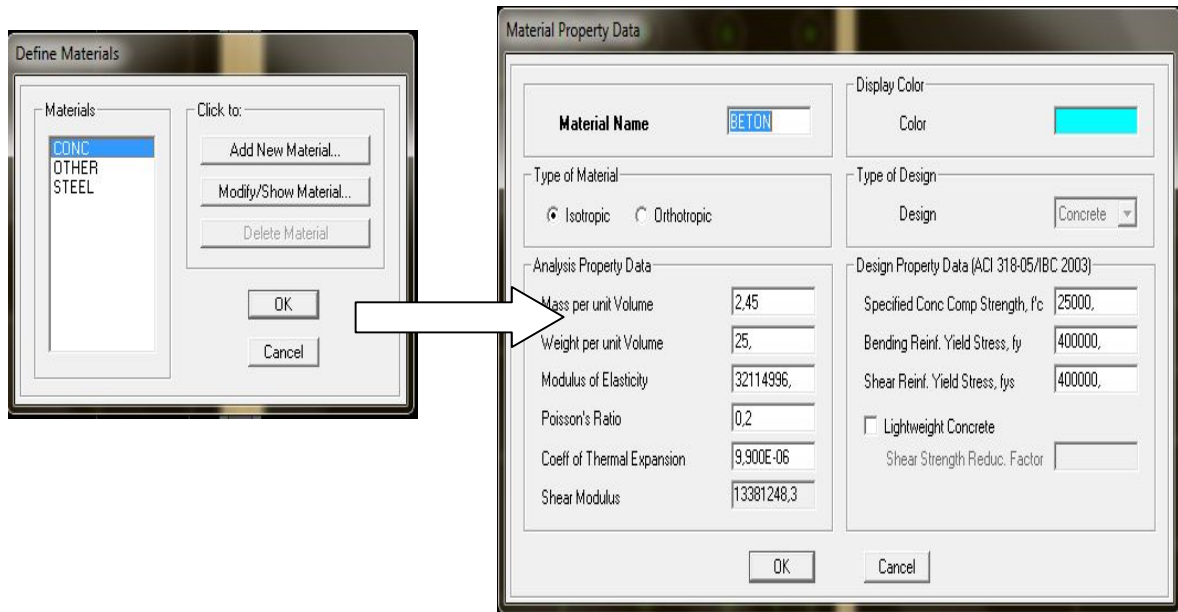


Figure 5.8 : Définition de l'élément « Béton ».

5.4.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

- Poutres, Poteaux

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :

Define \Rightarrow **Frame sections**

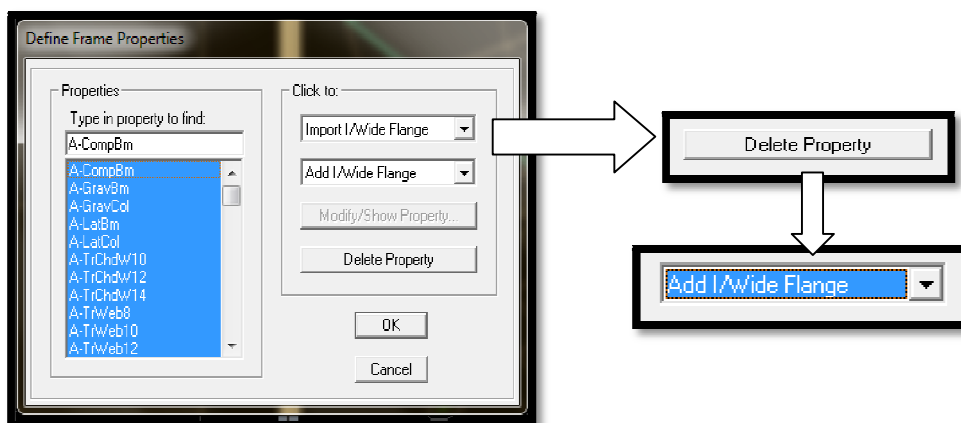


Figure 5.9 : Introduction des propriétés des éléments.

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** \Rightarrow **Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :

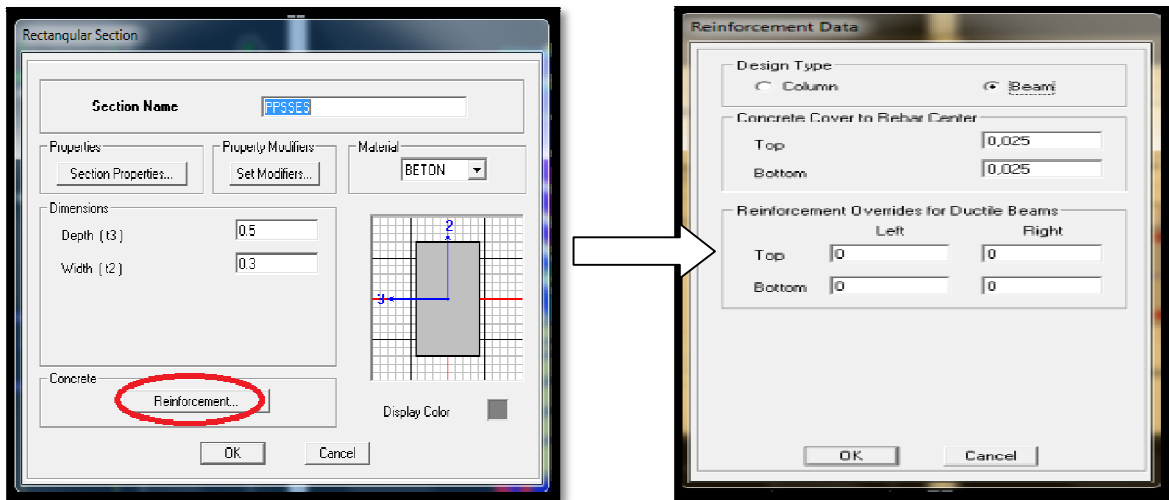


Figure 5.10 : Définition de l'élément « Poutre »

Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Beam**.

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

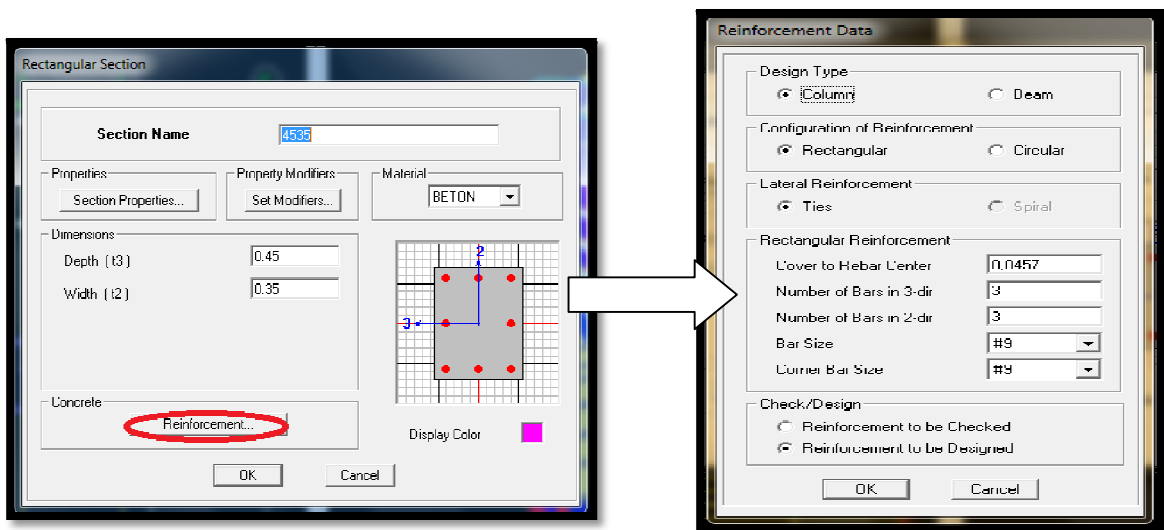


Figure 5.11 : Définition de l'élément « Poteau »

Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Column**.

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

- Voiles

Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new wall (Voile)

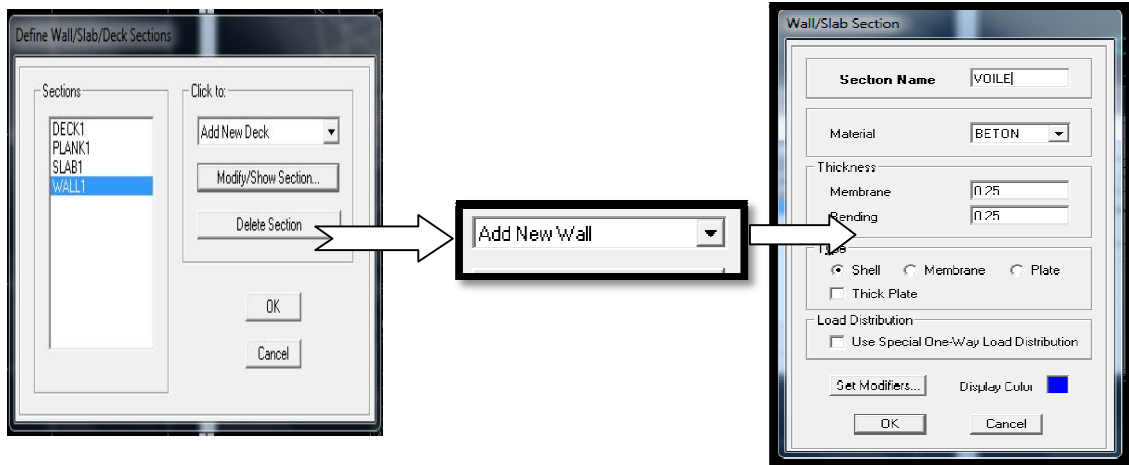


Figure 5.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».

- Dalle pleine

Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new slab (Dalle pleine)

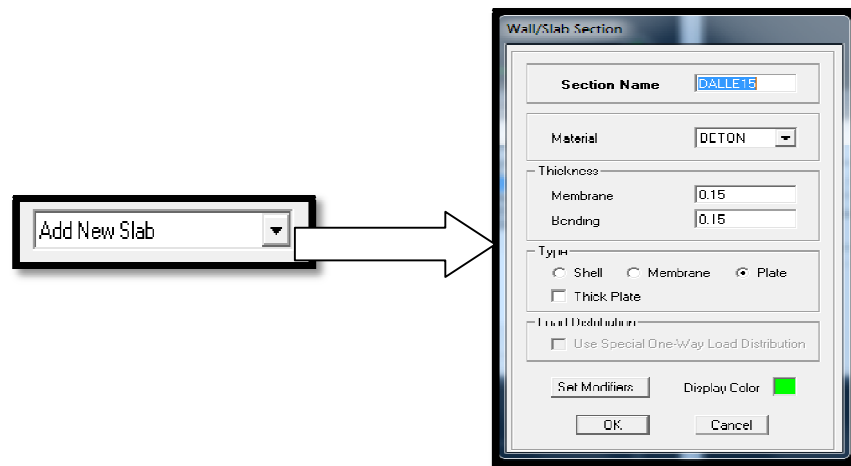


Figure 5.13 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

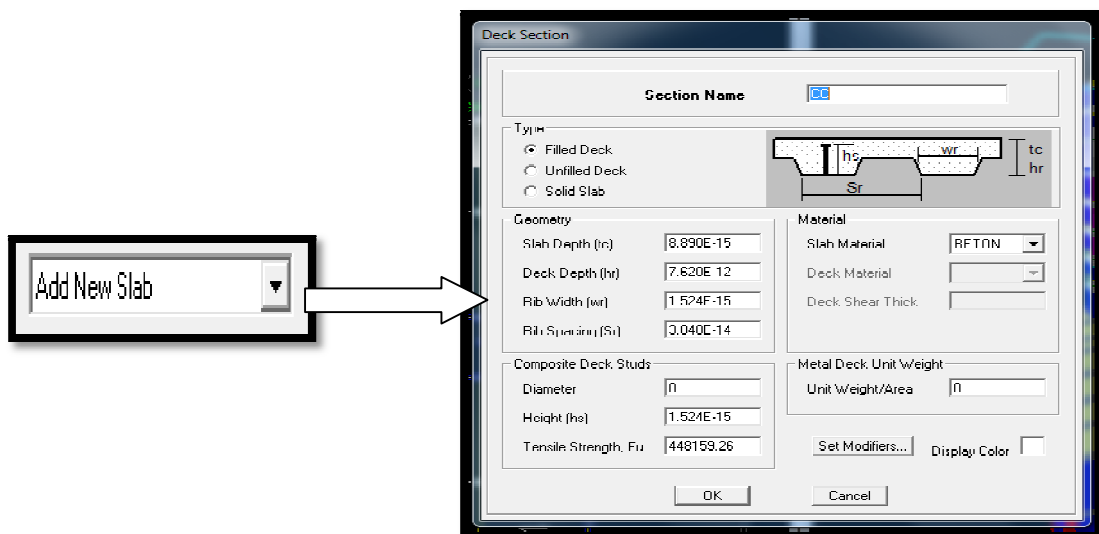


Figure 5.14 : Introduction et définition de l'élément « Corps creux ».

Nous définissons les propriétés comme indiqué.

5.4.4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003

Pour le calcul dynamique de la structure nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme.

Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

Zone I : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 1B : ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes.

Catégorie S₃ (classification des sites d'implantation): site meuble.

Coefficient de Comportement R (classification des systèmes de contreventement) :

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure. Nous avons :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques 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.

Tableau 5.1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre IV)	Valeur de R
A 4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5

- Pourcentage d'amortissement

Tableau 5. 2 : Pourcentage d'amortissement dans le cas de voiles ou murs

Remplissage	Voiles ou murs
	Béton armé/maçonnerie
Dense	10 %

- Facteur de Qualité Q (art 4.4/.RPA 99 modifié 2003)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \dots \dots \dots (5.1)$$

Tableau 5.3 : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

a. Conditions minimales sur les files de contreventement

- Système de portiques

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Suivant x on a (05) travée \implies Condition vérifié.

Suivant y on a (05) travée \implies Condition vérifié.

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5 \dots \dots \dots (5.2)$$

Suivant x $\frac{7.75}{4.3} = 1.80 > 1.5 \implies$ Condition non vérifié.

Suivant y $\frac{5.9}{3.4} = 1.73 > 1.5 \implies$ Condition non vérifié.

Donc la condition n'est pas vérifiée.

➤ Système de voiles

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité...

(Condition non vérifiée).

a. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5 \dots \dots (5.3)$$

6 files suivant X-X

$$\frac{7.75}{4.3} = 1.80 > 1.5$$

6 files suivant Y-Y

$$\frac{5.9}{3.4} = 1.73 > 1.5$$

(Condition non vérifiée).

b. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x \Longrightarrow Condition vérifié.

Suivant y \Longrightarrow Condition vérifié.

(Condition vérifiée).

➤ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

(Condition vérifiée).

➤ Condition sur les décrochements

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{29.3}{25.55} = 1.14 < 4$$

(Condition vérifiée).

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

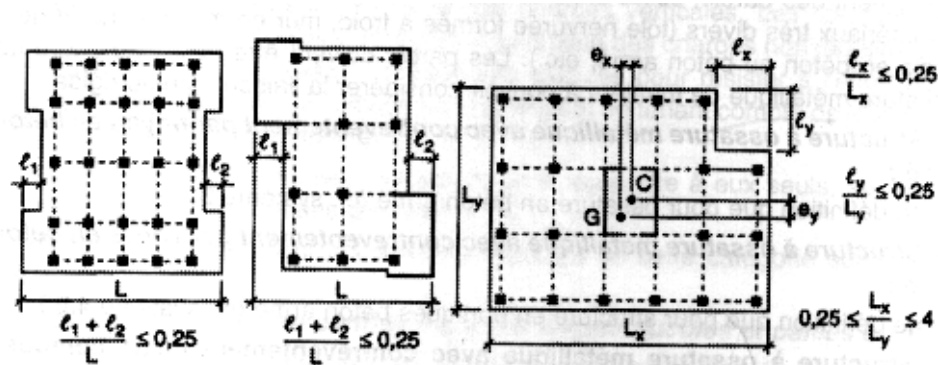


Figure 5.15 : Limites des décrochements en plan

Suivant X-X :

$$\frac{e_1+e_2}{l_x} = 0.25 \dots\dots(5.4)$$

Nous obtenons :

$$\frac{1.3+1.3}{29.3} = 0.08 < 0.25$$

(Condition vérifiée).

- Condition sur les ouvertures

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_0 \leq 15\%S_T \dots\dots(5.5)$$

Nous obtenons

$$3.4 < 112.29$$

(Condition vérifiée).

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés ; donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

c. Régularité en élévation

- Condition sur le système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

(Condition vérifiée).

- Condition sur les masses et rigidités

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

(Condition non vérifiée).

- Condition sur les décrochements en élévation

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Suivant Y-Y :

$$l_y = 25.55 \text{ m}$$

$$20\% l_y = 5.11 \text{ m}$$

$$0.08 < 20\% l_y$$

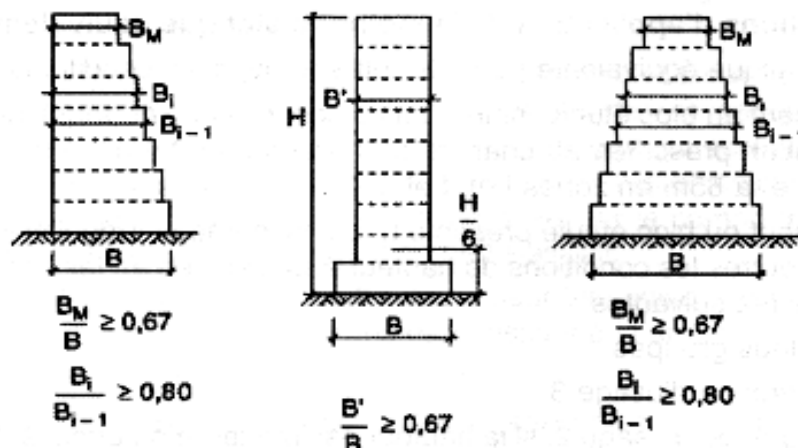


Figure. 5.16: Limites des décrochements en élévation

Les résultats de la vérification de la régularité en plan sont dans le Tableau 5.4 .

Tableau 5.4 : Vérification de la régularité en élévation

	Suivant-y	Suivant x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{25.55}{25.55} = 1 > 0.8$	$\frac{14.3}{29.3} = 0.48 < 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{25.55}{25.55} = 1 > 0.67$	$\frac{14.3}{29.3} = 0.48 < 0.67$

(Conditions non vérifiées).

Deux des critères de la régularité en élévation ne sont pas vérifiés. Notre structure est classée non régulière en élévation.

d. Contrôle de la qualité des matériaux

(Condition non vérifiée).

e. Condition de la qualité de l'exécution

(Condition non vérifiée).

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Tableau 5.5 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P _q	
	Observé	Valeur de P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. Redondance en plan	oui	0.05
3. Régularité en plan	oui	0
4. Régularité en élévation	non	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0,10

Finalement :

Q= 1.30

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

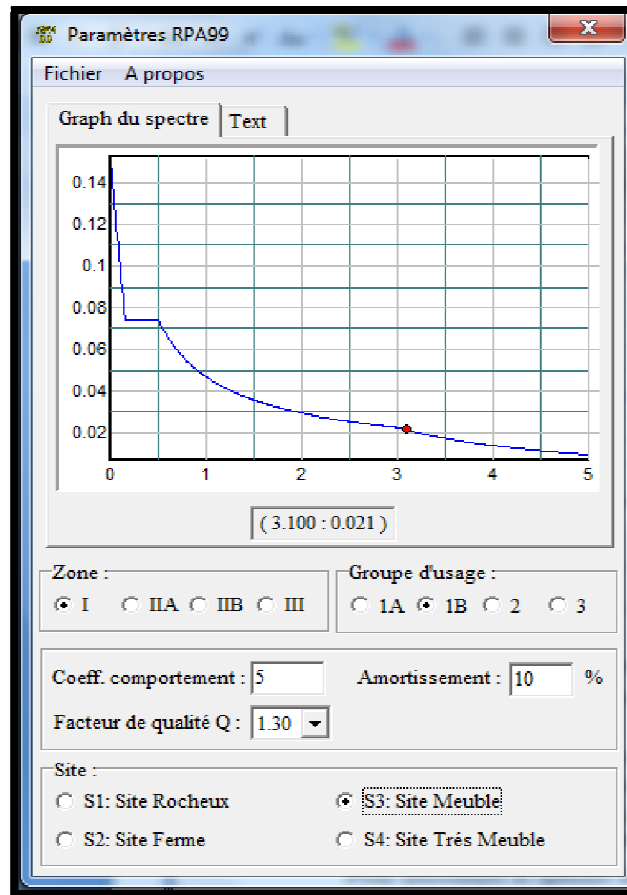


Figure 5.17 : Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

Define \Rightarrow **Reponse Spectrum Function** \Rightarrow **Spectrum from file** \Rightarrow **Add new function**

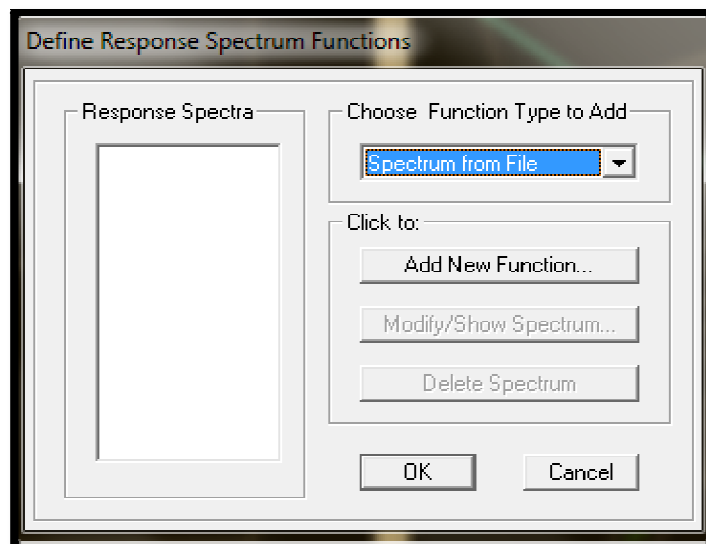


Figure 5.18 : Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà crée et enregistré.

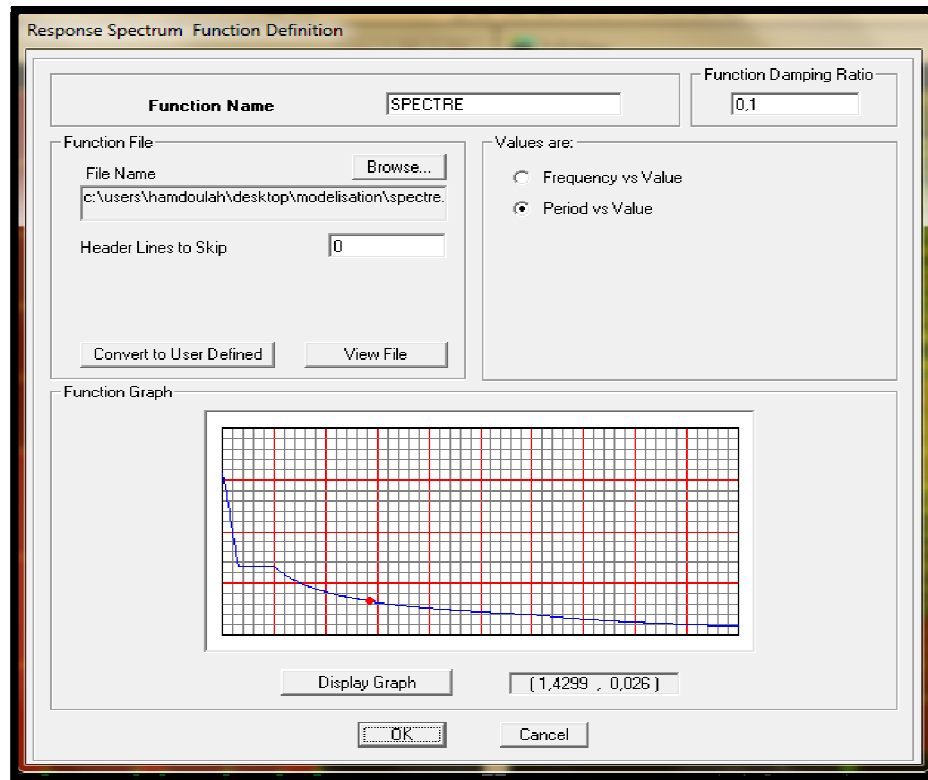


Figure 5.19 : Enregistrement du spectre de réponse.

5.5. Définition des Charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define \Rightarrow **Static Load Cases.**

Ou bien:  **Static Load Cases.**

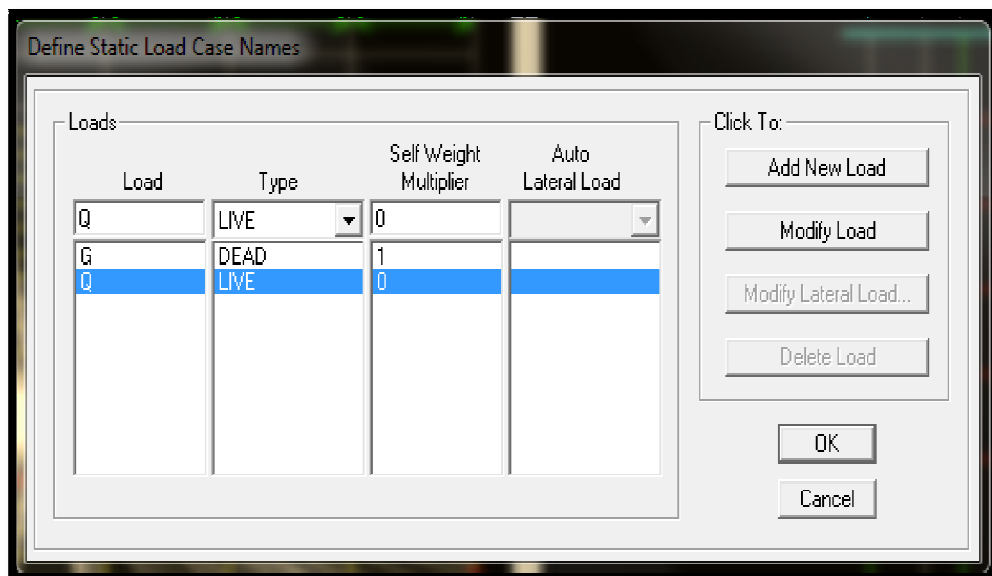


Figure 5.20 : Définitions des charges et surcharges statiques.

Nous définissons aussi V_{SE} qui permettra à ETABS de calculer l’effort tranchant donné par la méthode statique équivalente en procédons comme suit:

Define \implies Static Load Cases \implies Modify lateral load

Base \implies Shear Coefficient

$$C = \frac{A \times D \times Q}{R} \dots \dots \dots (5.6)$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 1b
 - Zone sismique I
- $\implies A = 0.12$ (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)

Q = 1.30

R = 5

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec

T_2 : période caractérisée associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau 4.7 du (RPA99 modifié 2003).

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \dots \dots \dots (5.7)$$

Avec

ξ : pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance de remplissages :

$\xi = 10\%$

$T_1 = 0.15$ Sec

$T_2(S_3) = 0.50$ Sec

Nous obtenons

$\eta = 0.7637$

Nous avons :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots \dots (5.8)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6(RPA99/V2003) :

$C_1 = 0.050$

Nous obtenons

$T = 0.050 \times (41.84)^{3/4}$

$T = 0.82 \text{ Sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ Sec}$ et $T_1 = 0.15 \text{ Sec}$ $\longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ Sec}$

Alors

$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots(5.9)$

Nous obtenons :

$D = 1.37$

D'où :

$C = \frac{0.12 \times 1.37 \times 1.30}{5} = 0.0427$

5.5.1. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \implies Response spectrum cases \implies Add New Spectrum.

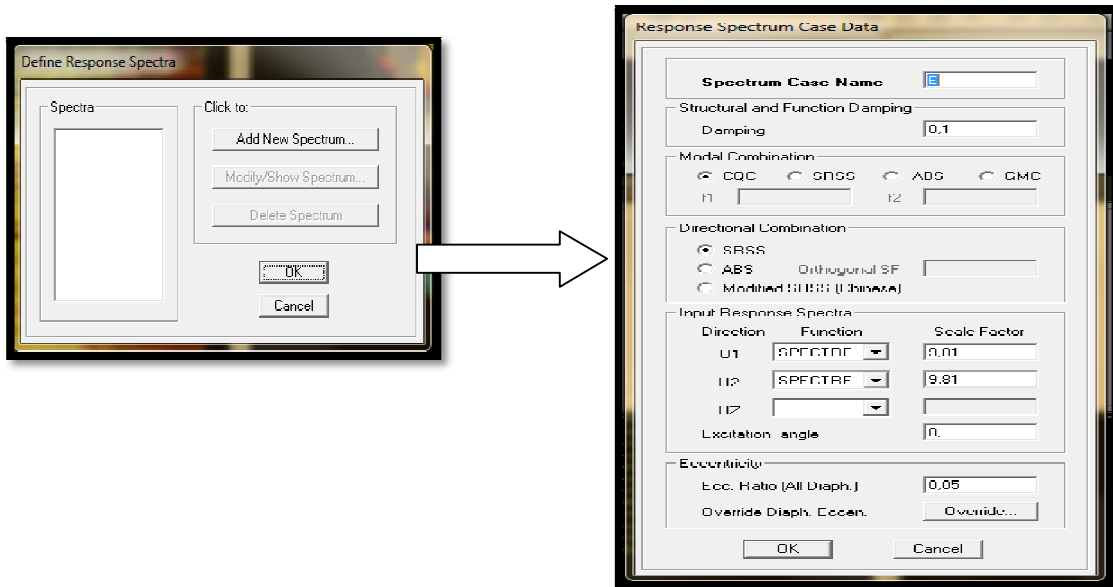



Figure 5.21 : Définition et introduction de la charge sismique.

5.5.2. Mise en place des éléments de la structure

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- Les poteaux

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux a placé selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

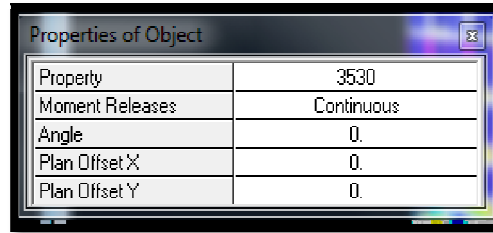



Figure 5.22 : Mise en place de l'élément « Poteau »

- Les poutres

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

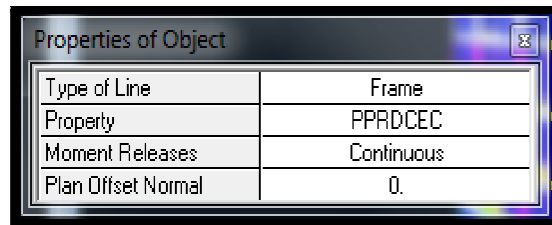



Figure 5.23 : Mise en place de l'élément « Poutre »

- Les voiles

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** Voile et dans **Drawing Control**, «Fixed Length» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et Nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

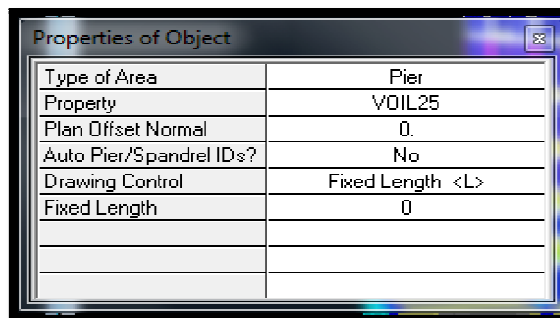



Figure 5.24 : Mise en place de l'élément « Voile »

- Les dalles pleines

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** DP25 ou DP15. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

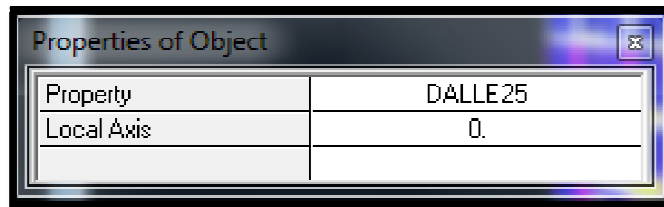



Figure 5.25 : Mise en place de l'élément « Dalle pleine »

- Le corps creux

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans *property* CC. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

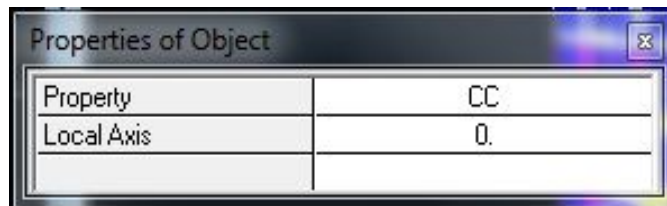



Figure 5.26 : Mise en place de l'élément « Corps creux »

Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône . Dans la fenêtre qui s'affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.

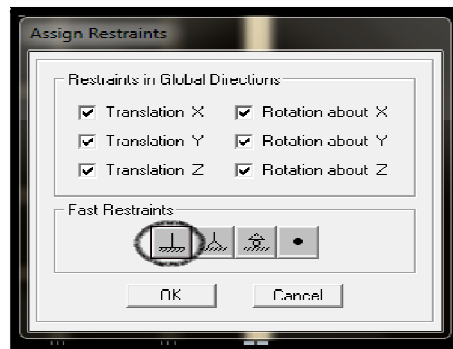


Figure 5.27 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes nous donne :

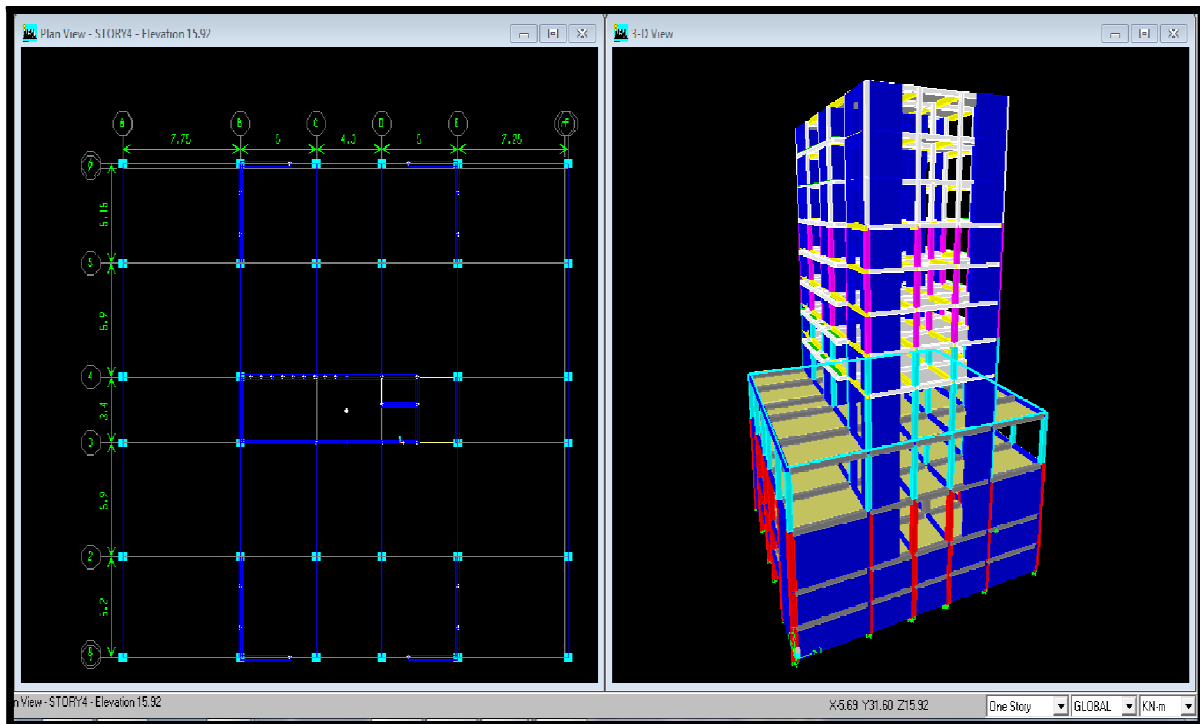


Figure 5.28 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

5.5.3. Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher. (RPA99)

La masse des plancher est supposée concentrées.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots\dots(5.10)$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots(5.11)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- W_{Qi} : charges d'exploitation,
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

Tableau 5.6 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,3

L'inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

Define \Rightarrow **Masse source** \Rightarrow **fromself and Specified Masse and Loads.**

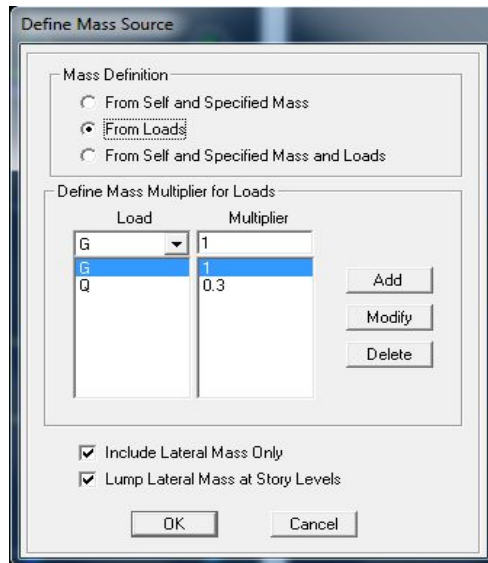


Figure 5.29 : Définition de la masse source.

Pour déterminer le poids total de la structure, nous lançons l'analyse



avec :

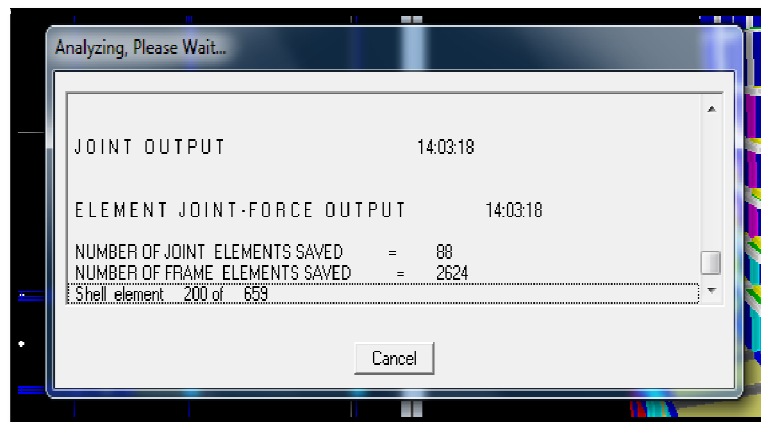


Figure 5.30: Analyse de la structure sous ETABS.

Display \Rightarrow **Show tables** \Rightarrow **ANALYSIS RESULTS** \Rightarrow **Building output** \Rightarrow **Story shears**

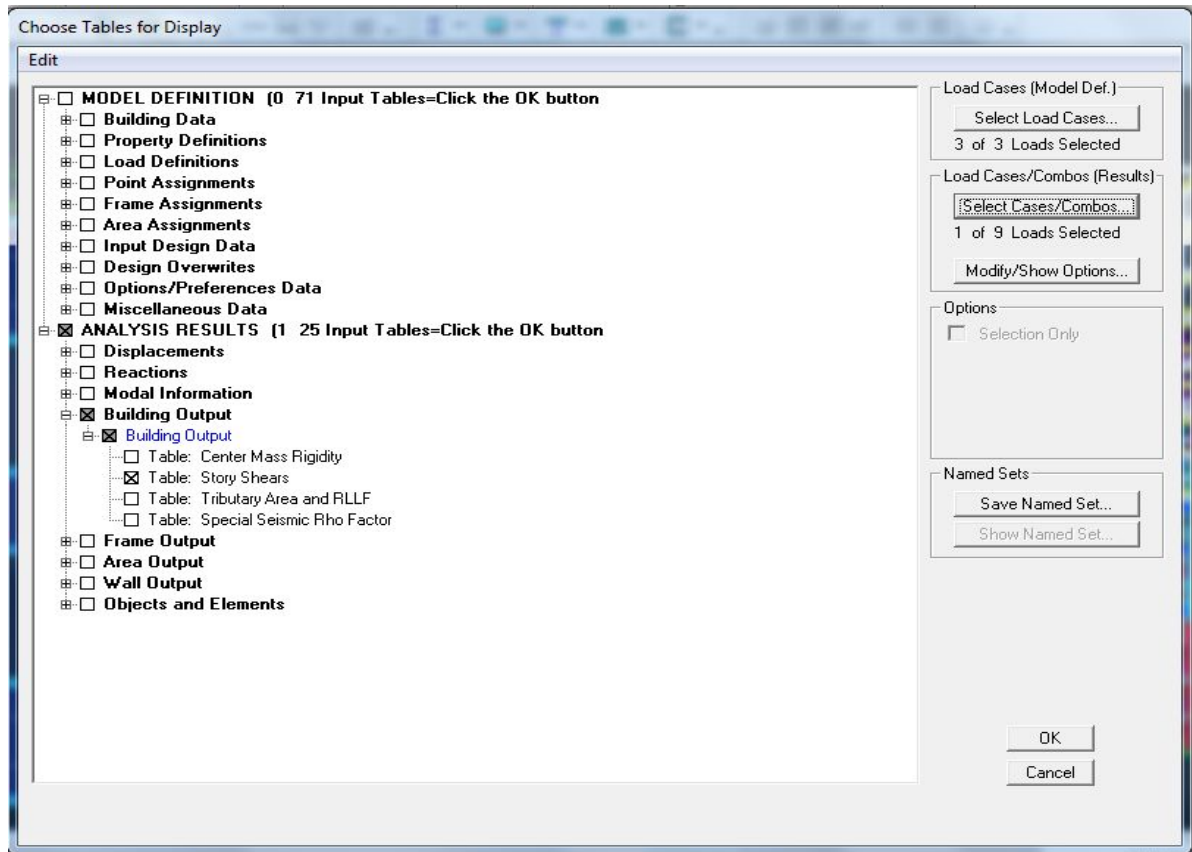


Figure 5.31 : Choix des combinaisons d'actions.

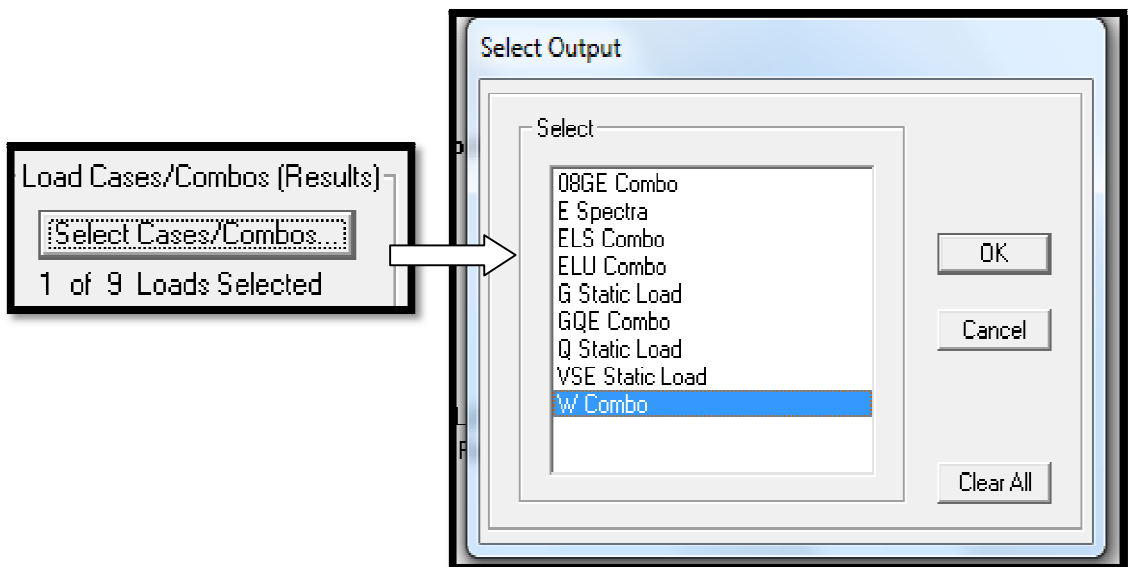


Figure 5.32 : Sélection de la combinaison « Poids »

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY9	W	Bottom	19246.58	0.00	0.00	0.000	246259.464	-287912
STORY8	W	Top	22683.79	0.00	0.00	0.000	290198.731	-339607
STORY8	W	Bottom	24083.04	0.00	0.00	0.000	308143.455	-360259
STORY7	W	Top	27520.25	0.00	0.00	0.000	352082.721	-411955
STORY7	W	Bottom	28919.50	0.00	0.00	0.000	370027.445	-432607
STORY6	W	Top	32356.71	0.00	0.00	0.000	413966.712	-484302
STORY6	W	Bottom	33838.57	0.00	0.00	0.000	432968.322	-506185
STORY5	W	Top	37275.79	0.00	0.00	0.000	476907.589	-557881
STORY5	W	Bottom	39423.71	0.00	0.00	0.000	504453.221	-589585
STORY4	W	Top	46943.23	0.00	0.00	0.000	600551.661	-700252
STORY4	W	Bottom	49565.38	0.00	0.00	0.000	634109.318	-738894
STORY3	W	Top	57084.91	0.00	0.00	0.000	730207.758	-849561
STORY3	W	Bottom	61829.34	0.00	0.00	0.000	791410.900	-919584
STORY12-2	W	Top	69237.65	0.00	0.00	0.000	886602.938	-1027396
STORY12-2	W	Bottom	77660.96	0.00	0.00	0.000	994539.328	-1151196
STORY12-1	W	Top	85180.49	0.00	0.00	0.000	1090637.769	-1261864
STORY12-1	W	Bottom	98542.17	0.00	0.00	0.000	1261661.742	-1458011

↓

98542.17

Figure 5.33 : Détermination du poids sur ETABS

W : poids total de la structure donné par ETABS.

$W = 98542.17 \text{ kN.}$

5.5.4. Chargement des éléments

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons


cliquer sur l'icône 

Figure 5.34 : Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du prédimensionnement et nous sélectionnons le carré de plancher à charger.

- Terrasse

$$G = 7.23 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$


- RDC et étages courants

$$G = 5.7 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour les planchers en dalle pleine

Assign \Rightarrow Areas loads \Rightarrow Frame/line loads \Rightarrow Distributed \Rightarrow G.

Ou bien, nous cliquons sur l'icone 

- Pour la charge permanente (G)

- Dalle pleine des sous sol 1 et 2 et de l'entre sol 2

$$G = G_{DP} - [e_p \times \gamma_b]$$

$$G = 7.65 - [0.25 \times 25]$$

$$G = 1.4 \text{ KN/m}^2$$

- Dalle pleine de l'entre sol 1

$$G = G_{DP} - [e_p \times \gamma_b]$$

$$G = 6.45 - [0.25 \times 25]$$

$$G = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

- Dalle pleine des balcons

$$G = G_{DP} - [e_p \times \gamma_b]$$

$$G = 7.65 - [0.25 \times 25]$$

$$G = 1.4 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la Surcharges d'exploitation(Q)

Tableau 5.7 : Surcharges d'exploitation (chapitre 2).

Eléments	Surcharge Q (KN/M ²)
Plancher ES et SS	4.00
Balcon	3.50

- Poutre sous mur extérieur

$$Q_{poutre/ml} = G_{mur \text{ exterieur}} \times h_{etage}$$

$$Q_{poutre/ml} = 2.76 \text{ kN/m}^2 \times 3.06 \text{ m} = 8.45 \text{ kN/ml}$$

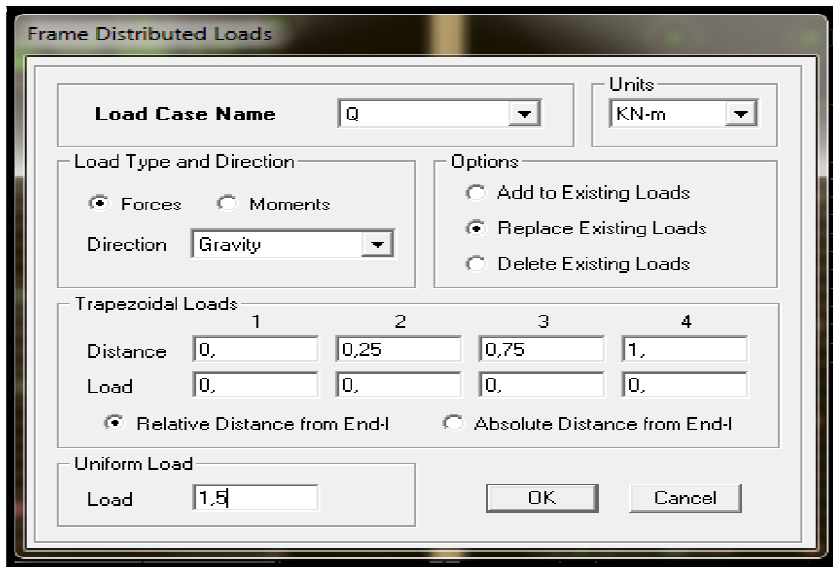


Figure 5.35 : Chargement des poutres sous G.

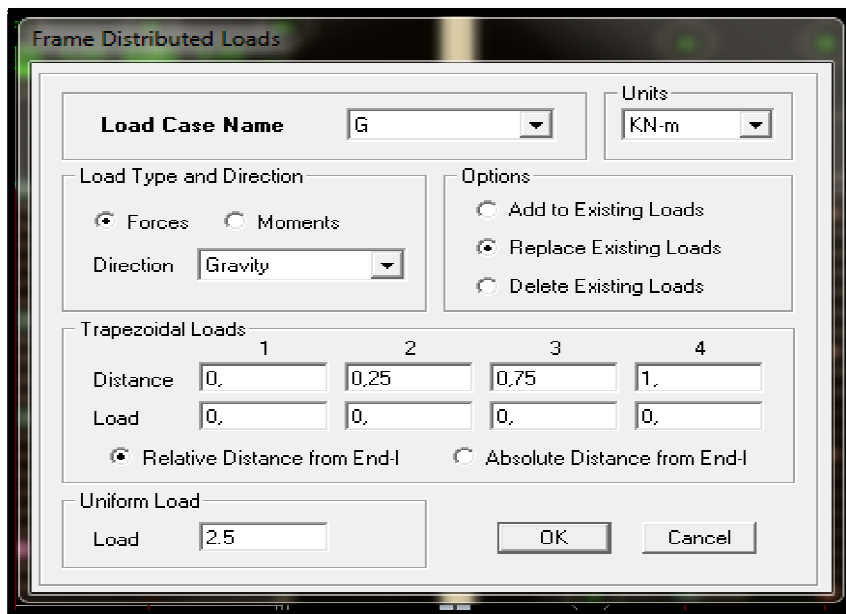


Figure 5.36 : Chargement des poutres sous Q.

Pour le chargement des voiles le calcul de la charge reprise se fait comme suit :

- Voile de rive

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i} \dots\dots(5.12)$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_i}{2}}{h_i} \dots\dots(5.13)$$

- Voile intermédiaire

$$G = \frac{G_i \times \frac{l_i + l_{i+1}}{2}}{h_i} \dots\dots(5.14)$$

$$Q = \frac{Q_i \times \frac{l_1 + l_2}{2}}{h_i} \dots\dots(5.15)$$

G_i : la charge permanente de l'étage,

Q_i : la charge d'exploitation de l'étage,

l_i : longueur de la travée,

h_i : la hauteur de l'étage,

Pour le chargement des dalles pleines et du corps creux, nous allons les sélectionner comme suit :

Select by Wall/Slab/Deck Sections, on sélectionne DALLE25 ou CC ,on valide et nous sélectionnons la dalle ou le plancher corps creux à charger.

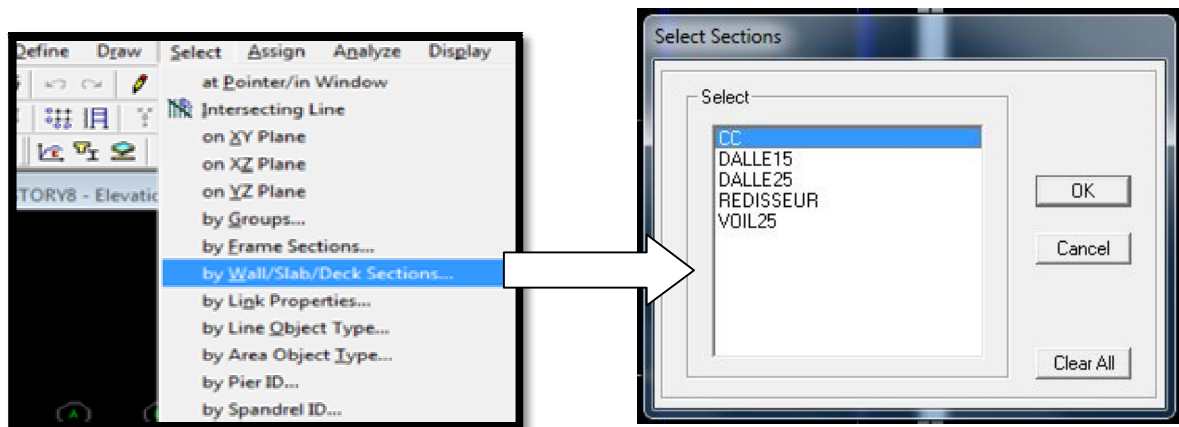


Figure 5.37 : Chargement des dalles pleines et du corps creux.

- Mur plaque

Surcharge éventuelle

$$Q=5\text{kN/m}^2$$

Poids volumique des terres

$$\gamma =18 \text{ kN/m}^3$$

Angle de frottement

$$\alpha=30^\circ$$

Cohésion

$$C = 0$$

La contrainte du sol

$$\sigma_{sol} = 2.5\text{Mpa} .$$

En utilisant la méthode de **Rankine** pour calculer la force de poussé, nous obtenons

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_r \dots\dots(5.16)$$

avec

$$k_0 = 1- \sin \alpha \dots\dots(5.17)$$

$$k_0 = 1- 0.5 = 0.5$$

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_r = k_0 \times \{ 1.35 \times (\gamma \times h) + 1.5 \times q \}$$

$$\sigma_h = 1.35 \times (k_0 \times \gamma \times h) + 1.5 \times (k_0 \times q)$$

$$G_H = k_0 \times \gamma \times h, Q = k_0 \times q$$

Pour $h=3.06$:

$$G_H = 0.5 \times 18 \times 3.06 = 27.54 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = k_0 \times q = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour $h=6.12$:

$$G_H = 0.5 \times 18 \times 6.12 = 55.08 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = k_0 \times q = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

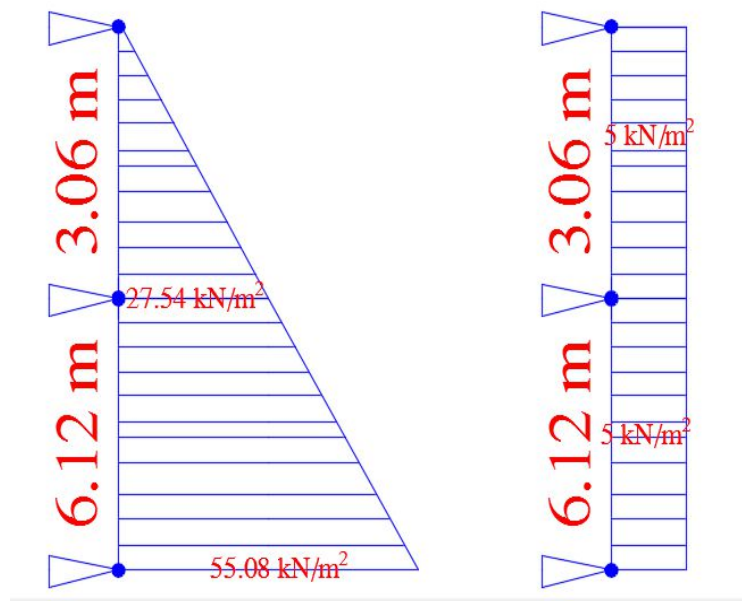



Figure 5.38 : Diagrammes des charges G et Q sur le mur plaque.

5.5.5. Diaphragme

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **D1** \Rightarrow **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **D1** \Rightarrow **OK**.

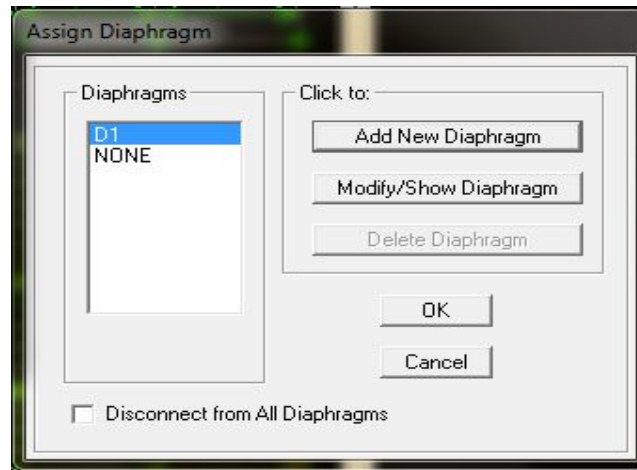


Figure 5.39 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **D2** ⇒ **OK**

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

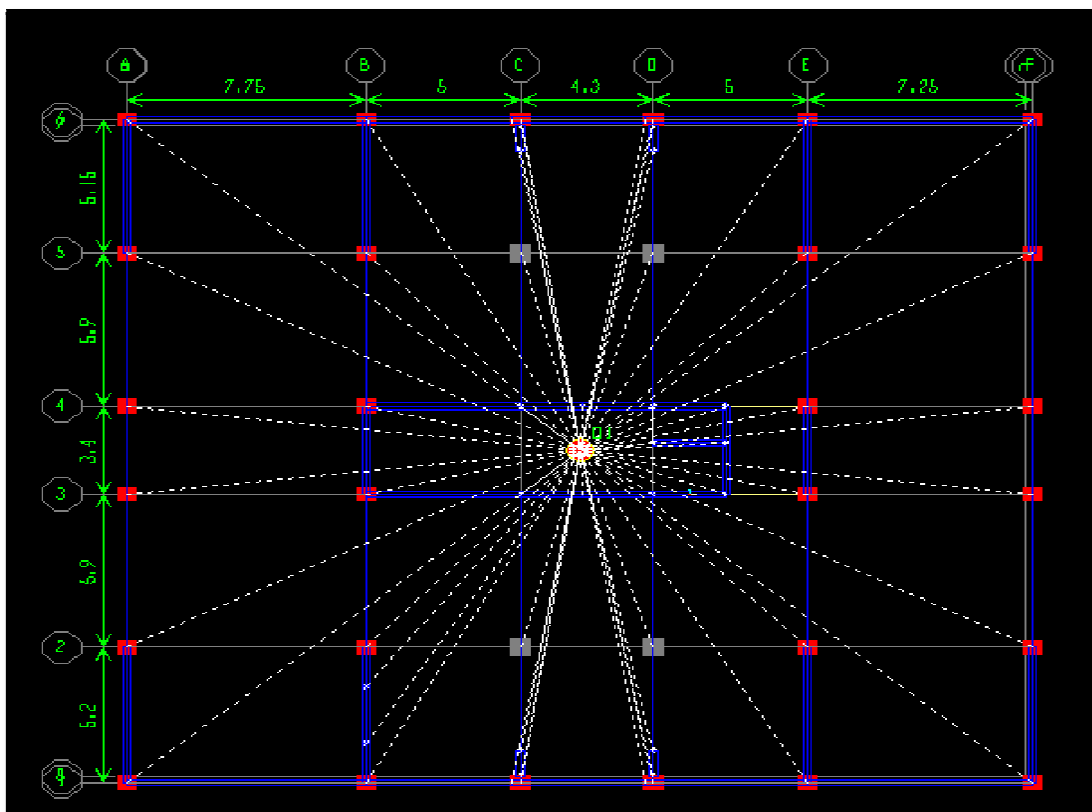


Figure 5.40 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

On suit la même procédure pour les différents étages. (Dans notre structure nous avons douze planchers ce qui nous donne huit diaphragmes).

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure 5.41 :

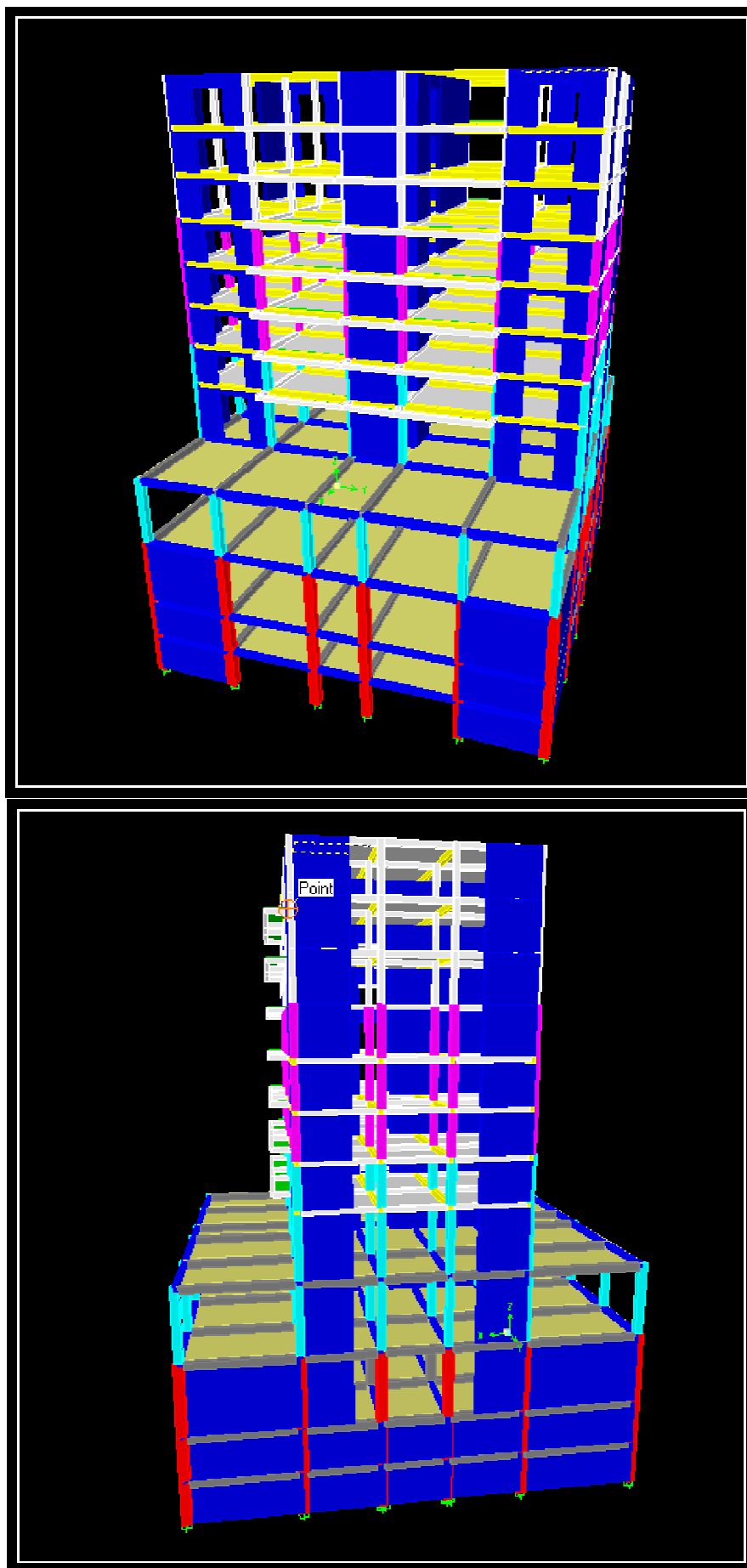


Figure 5.41 : Représentation de la structure finale en 3D

5.6. Introduction aux vérifications

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

A cet effet, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable :


- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

5.6.1. Analyse et visualisation des résultats

a. Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure, nous devons verrouiller notre model en cliquant sur

unlock model :  \Rightarrow 

Pour lancer l'analyse, on se positionne sur **Analyse** \Rightarrow **RunAnalysis** ou bien en cliquant sur : 

b. Visualisation des résultats

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur **Show Deformed Shape**.

5.6.2. Vérifications

a. Vérification de l'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3 \dots \dots (5.18)$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_c : aire (section brute) de cette dernière,

f_{cj} : résistance caractéristique du béton,

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons $:(0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E)$ tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow ANALYSIS RESULTS \Rightarrow Frame Output frame forces \Rightarrow Column forces.

Les résultats obtenus sont traités sur Excel, comme le montrent les figures qui suivent :

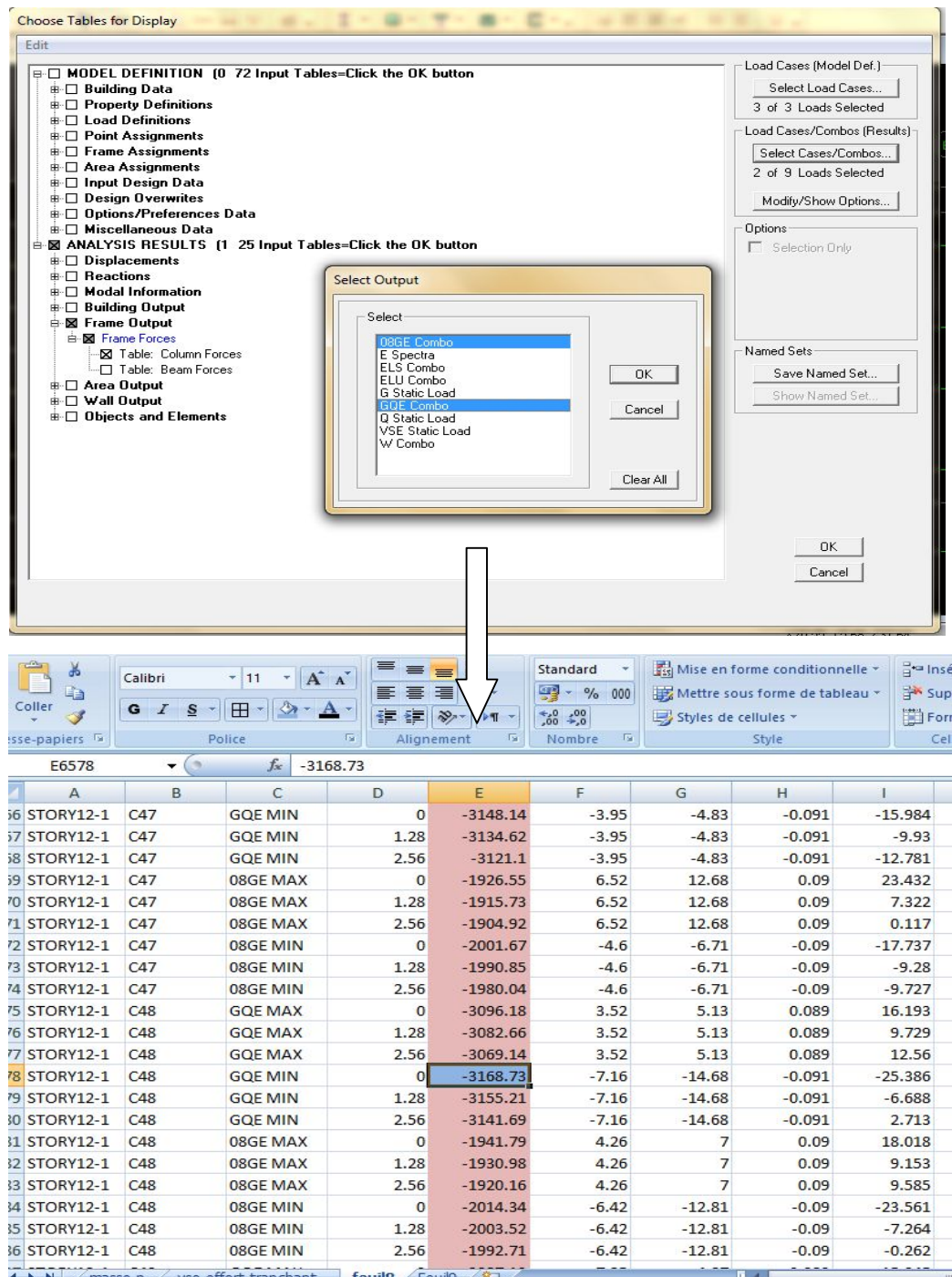


Figure 5.42 : Extraction des valeurs de l'effort normal sur EXCEL.

Tableau 5.8 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Zone	$N_d(N)$	$B_c \times f_{c28} (N)$	V	observation
Zone I	3097.39	10562.5	$0.29 < 0.3$	CV
Zone II	2093.86	5000	$0.41 > 0.3$	CNV
Zone III	1350.01	3937.5	$0.34 > 0.3$	CNV
Zone IV	682.7	2625	$0.26 < 0.3$	CV

Remarque

Nous constatons que l'effort normal réduit n'est pas vérifié dans la zone II et III au niveau des poteaux centraux. Pour remédier à cela, nous allons procéder à des augmentations de section au niveau de ces derniers, comme l'illustre le tableau 5.9.

Tableau 5.9 : Vérification de l'effort normal réduit selon les augmentations de section

Zone	Nouvelle section des poteaux centraux	$N_d(N)$	$B_c \times f_{c28} (N)$	V	observation
Zone I	(65 × 65)	3168.7	10562.5	$0.29 < 0.3$	CV
Zone II	(60 × 50)	2171.44	7500	$0.289 < 0.3$	CV
Zone III	(40 × 50)	1377.51	5000	$0.275 < 0.3$	CV
Zone IV	(30 × 35)	697.7	3937.5	$0.17 < 0.3$	CV

b. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 modifié 2003, Art 4.3.6)

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_{se} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_t \geq 0.8 V_{se} \dots \dots (5.19)$$

$$V_{ms} < 0.8 V_{se} \dots \dots (5.20)$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display \Rightarrow **Show tables** \Rightarrow **building Output** \Rightarrow **Story Shears Select** \Rightarrow **Cases/combo**

E_{spectral}.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY9	E	Bottom	0.00	1729.42	1292.92	32191.205	11153.012	14723.9
STORY8	E	Top	0.00	1984.24	1472.52	37051.569	11153.012	14723.9
STORY8	E	Bottom	0.00	1984.24	1472.52	37051.569	15205.856	20326.4
STORY7	E	Top	0.00	2219.32	1640.55	41578.165	15205.856	20326.4
STORY7	E	Bottom	0.00	2219.32	1640.55	41578.165	19656.253	26515.9
STORY6	E	Top	0.00	2423.63	1795.25	45662.849	19656.253	26515.9
STORY6	E	Bottom	0.00	2423.63	1795.25	45662.849	24497.892	33253.0
STORY5	E	Top	0.00	2615.32	1944.11	49623.632	24497.892	33253.0
STORY5	E	Bottom	0.00	2615.32	1944.11	49623.632	32261.658	43993.3
STORY4	E	Top	0.00	2913.41	2186.17	56079.464	32261.658	43993.3
STORY4	E	Bottom	0.00	2913.41	2186.17	56079.464	41507.932	56716.7
STORY3	E	Top	0.00	3218.10	2459.66	63117.827	41507.932	56716.7
STORY3	E	Bottom	0.00	3218.10	2459.66	63117.827	51626.772	70454.7
STORY12-2	E	Top	0.00	3639.94	2782.07	71819.813	51626.772	70454.7
STORY12-2	E	Bottom	0.00	3639.94	2782.07	71819.813	58504.593	79701.3
STORY12-1	E	Top	0.00	4191.37	3262.98	83313.772	58504.593	79701.3
STORY12-1	E	Bottom	0.00	4191.37	3262.98	83313.772	66060.514	89810.4

Figure 5.43 : Tableau des efforts tranchants donnés par la méthode statique équivalente

Tableau 5.10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants selon la méthode modale spectrale

Méthode Modale Spectrale	
$V_{Tx}(kN)$	4191.37
$V_{Ty}(kN)$	3262.98

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente

Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow building Output \Rightarrow Story Shears Select Cases/combo VSE .

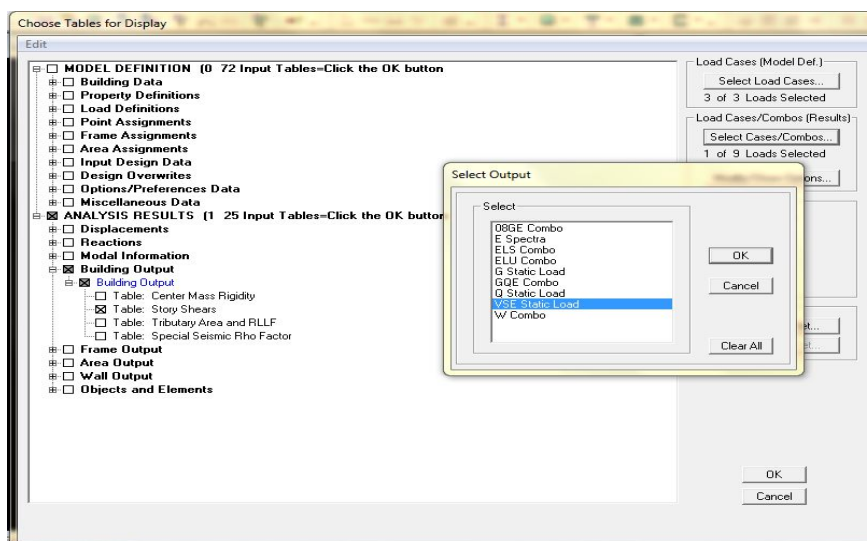


Figure 5.44 : Extraction des valeurs des efforts tranchants avec la méthode statique équivalente.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY9	VSE	Bottom	0.00	-1674.41	0.00	21421.699	0.000	-13103.
STORY8	VSE	Top	0.00	-2021.89	0.00	25867.737	0.000	-13103.
STORY8	VSE	Bottom	0.00	-2021.89	0.00	25867.737	0.000	-19290.
STORY7	VSE	Top	0.00	-2333.44	0.00	29854.150	0.000	-19290.
STORY7	VSE	Bottom	0.00	-2333.44	0.00	29854.150	0.000	-26430.
STORY6	VSE	Top	0.00	-2611.16	0.00	33407.659	0.000	-26430.
STORY6	VSE	Bottom	0.00	-2611.16	0.00	33407.659	0.000	-34420.
STORY5	VSE	Top	0.00	-2871.50	0.00	36739.369	0.000	-34420.
STORY5	VSE	Bottom	0.00	-2871.50	0.00	36739.369	0.000	-47342.
STORY4	VSE	Top	0.00	-3253.98	0.00	41630.155	0.000	-47342.
STORY4	VSE	Bottom	0.00	-3253.98	0.00	41630.155	0.000	-63287.
STORY3	VSE	Top	0.00	-3552.91	0.00	45457.493	0.000	-63287.
STORY3	VSE	Bottom	0.00	-3552.91	0.00	45457.493	0.000	-80696.
STORY12-2	VSE	Top	0.00	-3760.83	0.00	48128.878	0.000	-80696.
STORY12-2	VSE	Bottom	0.00	-3760.83	0.00	48128.878	0.000	-92204.
STORY12-1	VSE	Top	0.00	-3897.86	0.00	49882.069	0.000	-92204.
STORY12-1	VSE	Bottom	0.00	-3897.86	0.00	49882.069	0.000	-104132.

Figure 5.45 : Efforts tranchants obtenus avec la méthode statique équivalente.

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants selon la méthode statique équivalente

Méthode Statique Equivalente	
V _{se} (kN)	3897.86
0.8V _{se} (kN)	3118.288

- Vérifications

Sens X-X :

$$V_{tx} \geq 0.8 V$$

$$4191.37 > 0.8V_{se} = 3118.288$$

(Condition Vérifiée)

Sens Y-Y :

$$V_{ty} \geq 0.8 V$$

$$4191.37 > 0.8V_{se} = 3262.98$$

(Condition Vérifiée)

5.6.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots(5.21)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

C_T : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Nous avons

$$h_N = 41.84 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

Nous obtenons

$$T = 0.05 \times (41.84)^{3/4} = 0.8225 \text{ s}$$

- Valeur de T trouvé par ETABS

Tableau 5.12 : Valeurs de la période donnée par ETABS

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.812915	0.0012	44.7662	0	0.0012	44.7662	0	93.8967	0.0027	0.0448
2	0.500379	43.4528	0.0021	0	43.454	44.7683	0	0.0032	93.2596	0.0004
3	0.456476	0.0003	0.03	0	43.4543	44.7983	0	0.0594	0.0006	30.8295
4	0.178535	0.0005	22.9777	0	43.4548	67.776	0	4.8535	0.0005	0.0067
5	0.122433	0.0011	0.0866	0	43.4559	67.8626	0	0.0097	0.0002	15.9273
6	0.118272	21.5881	0.0004	0	65.044	67.863	0	0	4.8858	0.0006
7	0.087503	0.0003	13.9957	0	65.0443	81.8587	0	0.9782	0.0001	0.012
8	0.065989	0.0007	0.0163	0	65.045	81.875	0	0.0001	0	20.8939
9	0.06183	16.4756	0	0	81.5206	81.875	0	0	1.5484	0.0004

$$T_{\text{etabs}} = 0.8129 \text{ s}$$

- Valeur de T trouvé par la formule empirique :

$$T = 0.8225 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de **Rayleigh** ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{etabs}} = 0.8129 < 0.8225 \times 1.3 = 1.07 \text{ s.}$$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode comme le montre le tableau ci-après :

Tableau 5.13 : Résultats donnée par le logiciel ETABS

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.812915	0.0012	44.7662	0	0.0012	44.7662	0	93.8967	0.0027	0.0448
2	0.500379	43.4528	0.0021	0	43.454	44.7683	0	0.0032	93.2596	0.0004
3	0.456476	0.0003	0.03	0	43.4543	44.7983	0	0.0594	0.0006	30.8295
4	0.178535	0.0005	22.9777	0	43.4548	67.776	0	4.8535	0.0005	0.0067
5	0.122433	0.0011	0.0866	0	43.4559	67.8626	0	0.0097	0.0002	15.9273
6	0.118272	21.5881	0.0004	0	65.044	67.863	0	0	4.8858	0.0006
7	0.087503	0.0003	13.9957	0	65.0443	81.8587	0	0.9782	0.0001	0.012
8	0.065989	0.0007	0.0163	0	65.045	81.875	0	0.0001	0	20.8939
9	0.06183	16.4756	0	0	81.5206	81.875	0	0	1.5484	0.0004
10	0.055336	0.0001	7.5091	0	81.5207	89.3842	0	0.1583	0	0.0005
11	0.045934	0	0.0082	0	81.5207	89.3924	0	0	0	20.1647

5.6.4. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99/V2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Les valeurs du tableau trouvées dans le calcul sont triées comme suit :

Display ⇒ Show Tables ⇒ ANALYSIS RESULTS ⇒ Modal Information building Modal Information ⇒ Table: Modal Participating Masse Ratios.

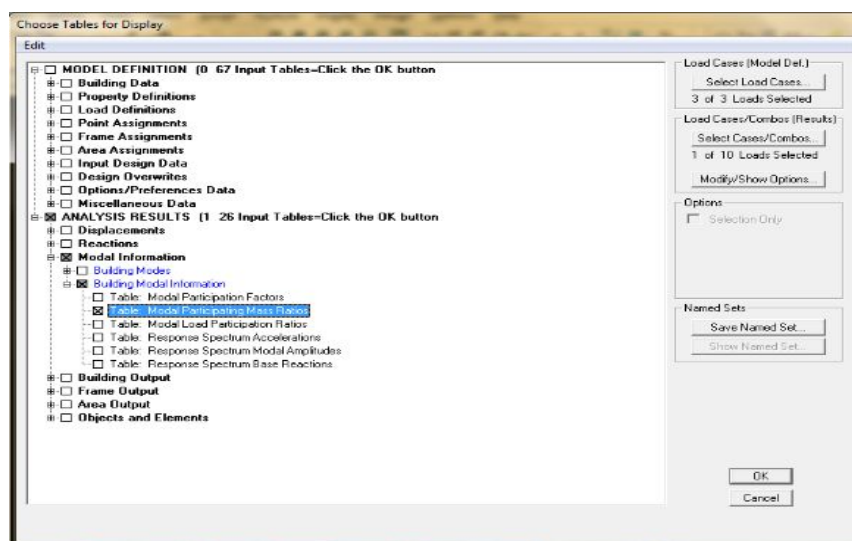


Figure 5.46 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Tableau 5.14 : Pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.812915	0.0012	44.7662	0	0.0012	44.7662	0	93.8967	0.0027	0.0448
2	0.500379	43.4528	0.0021	0	43.454	44.7683	0	0.0032	93.2596	0.0004
3	0.456476	0.0003	0.03	0	43.4543	44.7983	0	0.0594	0.0006	30.8295
4	0.178535	0.0005	22.9777	0	43.4548	67.776	0	4.8535	0.0005	0.0067
5	0.122433	0.0011	0.0866	0	43.4559	67.8626	0	0.0097	0.0002	15.9273
6	0.118272	21.5881	0.0004	0	65.044	67.863	0	0	4.8858	0.0006
7	0.087503	0.0003	13.9957	0	65.0443	81.8587	0	0.9782	0.0001	0.012
8	0.065989	0.0007	0.0163	0	65.045	81.875	0	0.0001	0	20.8939
9	0.06183	16.4756	0	0	81.5206	81.875	0	0	1.5484	0.0004
10	0.055336	0.0001	7.5091	0	81.5207	89.3842	0	0.1583	0	0.0005
11	0.045934	0	0.0082	0	81.5207	89.3924	0	0	0	20.1647
12	0.042217	10.3349	0.0001	0	91.8556	89.3925	0	0	0.2813	0.0001
13	0.040681	0.0006	4.6324	0	91.8561	94.0249	0	0.0316	0	0.064
14	0.034898	0	0.0258	0	91.8562	94.0508	0	0.0002	0	4.5465

a. Vérifications de la somme de la masse modale

Sens X-X :

$M_{\geq \text{sens}}(x-x) : 91.8561 \% \text{ au } 12^{\text{ème}} \text{ mode}$

Sens Y-Y :

$M_{\geq \text{sens}}(y-y) : 94.0249 \% \text{ au } 13^{\text{ème}} \text{ mode}$

La somme de la masse modale au 13^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

b. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots (5.22)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots (5.23)$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (RPA 2003/Art 5.10).

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel ETABS sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow ANALYSIS RESULTS \Rightarrow Displacement Data Diaphragm CM Displacements.

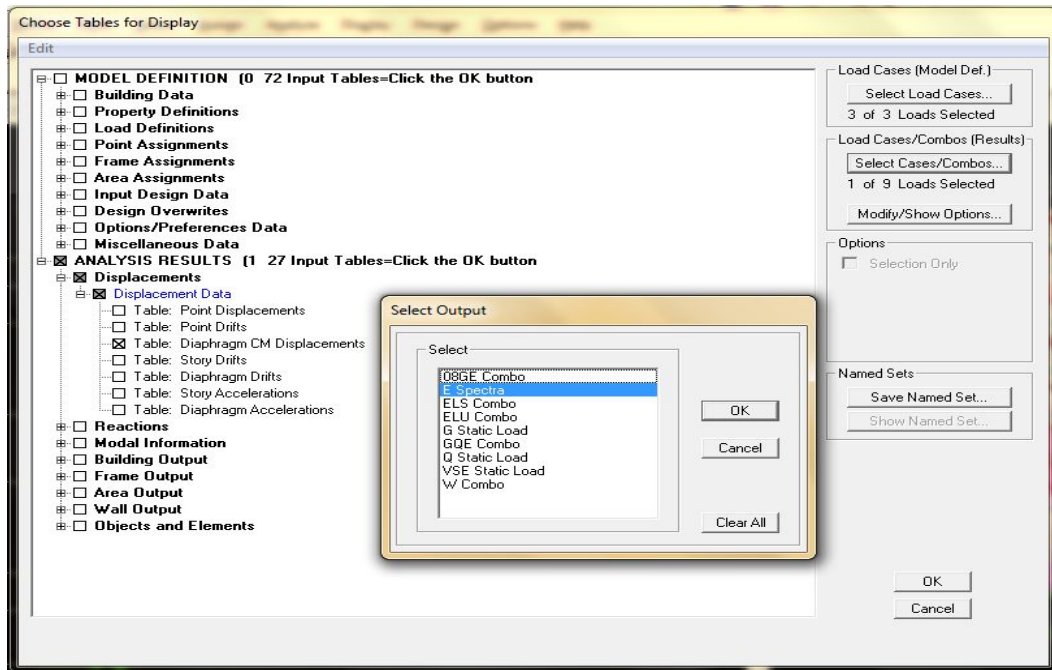


Figure 5.47 : Extraction des résultats des déplacements relatifs.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY12-1	D12	E	0.0065	0.0127	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
	STORY11	D11	E	0.0058	0.0113	0.0000	0.00000	0.00000	0.00013
	STORY10	D10	E	0.0052	0.0099	0.0000	0.00000	0.00000	0.00011
	STORY9	D9	E	0.0045	0.0086	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
	STORY8	D8	E	0.0038	0.0073	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
	STORY7	D7	E	0.0031	0.0060	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	STORY6	D6	E	0.0024	0.0047	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	STORY5	D5	E	0.0018	0.0036	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	STORY4	D4	E	0.0010	0.0021	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	STORY3	D3	E	0.0004	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	STORY12-2	D2	E	0.0001	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000
	STORY12-1	D1	E	0.0001	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Navigation icons: Home, Previous, Next, End, OK

Figure 5.48 : Résultats des déplacements relatifs.

Tableau 5.15 : Tableau récapitulatif des vérifications

Story	δ_x	δ_y	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\Delta_{kx} \times R$	$\Delta_{ky} \times R$	1% he	OBS
STORY 12	0.0065	0.0127	0.0007	0.0014	0.0035	0.007	0.0306	CV
STORY 11	0.0058	0.0113	0.0006	0.0014	0.003	0.007	0.0306	CV
STORY 10	0.0052	0.0099	0.0007	0.0013	0.0035	0.0065	0.0306	CV
STORY 9	0.0045	0.0086	0.0007	0.0013	0.0035	0.0065	0.0306	CV
STORY 8	0.0038	0.0073	0.0007	0.0013	0.0035	0.0065	0.0306	CV
STORY 7	0.0031	0.006	0.0007	0.0013	0.0035	0.0065	0.0306	CV
STORY 6	0.0024	0.0047	0.0006	0.0011	0.003	0.0055	0.0306	CV
STORY 5	0.0018	0.0036	0.0008	0.0015	0.004	0.0075	0.045	CV
STORY 4	0.001	0.0021	0.0006	0.0012	0.003	0.006	0.049	CV
STORY 3	0.0004	0.0009	0.0003	0.0006	0.0015	0.003	0.049	CV
STORY 2	0.0001	0.0003	0	0.0002	0	0.001	0.0306	CV
STORY 1	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0005	0.0005	0.0306	CV

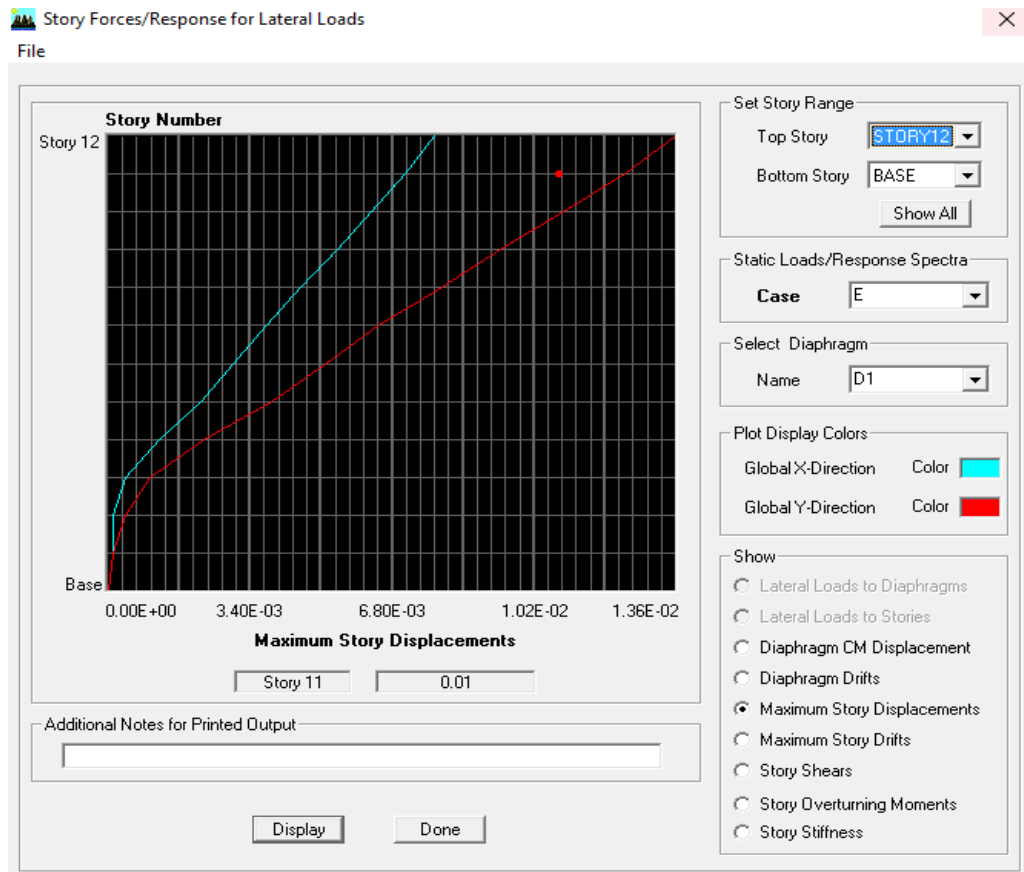


Figure 5.49 : Vérification des déplacements relatifs pour chaque étage.

Les résultats des déplacements relatifs sont vérifiés pour chaque étage.

5.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99 modifié 03)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \dots \dots (5.24)$$

P_k : poids total 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 »,

Les effets P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Voir Tableau 5.16 et Tableau 5.17)

- Sens : X-X

Tableau 5.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens X-X

Story	δx (m)	Δ_{kx} (m)	$\Delta_{kx} \times R$ (m)	P_x (kN)	$P_x \times \Delta x$ (kN.m)	V_x (kN)	h_e (m)	$V_x \times h_e$ (kN.m)	Θ_x	OBS
STORY 12	0.0065	0.0007	0.0035	4891.74	17.12109	644.69	3.06	1972.7514	0.00867879	CV
STORY 11	0.0058	0.0006	0.003	9650.93	28.95279	1126.84	3.06	3448.1304	0.00839666	CV
STORY 10	0.0052	0.0007	0.0035	14410.12	50.43542	1456.86	3.06	4457.9916	0.01131348	CV
STORY 9	0.0045	0.0007	0.0035	19246.58	67.36303	1729.42	3.06	5292.0252	0.01272916	CV
STORY 8	0.0038	0.0007	0.0035	24083.04	84.29064	1984.24	3.06	6071.7744	0.01388237	CV
STORY 7	0.0031	0.0007	0.0035	28919.5	101.21825	2219.32	3.06	6791.1192	0.0149045	CV
STORY 6	0.0024	0.0006	0.003	33838.57	101.51571	2423.63	3.06	7416.3078	0.01368817	CV
STORY 5	0.0018	0.0008	0.004	39423.71	157.69484	2615.32	4.5	11768.94	0.01339924	CV
STORY 4	0.001	0.0006	0.003	49565.38	148.69614	2913.41	4.9	14275.709	0.01041602	CV
STORY 3	0.0004	0.0003	0.0015	61829.34	92.74401	3218.1	4.9	15768.69	0.00588153	CV
STORY 2	0.0001	0	0	77660.96	0	3639.94	3.06	11138.2164	0	CV
STORY 1	0.0001	0.0001	0.0005	98542.17	49.271085	4191.37	3.06	12825.5922	0.00384162	CV

- Sens : Y-Y

Tableau 5.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y

Story	Δ_y (m)	Δ_{ky} (m)	$\Delta_{ky} \times R$ (m)	P_y (kN)	$P_y \times \Delta_y$ (kN.m)	V_y (kN)	h_e (m)	$V_y \times h_e$ (kN.m)	Θ_y	OBS
STORY 12	0.0127	0.0014	0.007	4891.74	34.24218	523.04	3.06	1600.5024	0.02139464	CV
STORY 11	0.0113	0.0014	0.007	9650.93	67.55651	877.76	3.06	2685.9456	0.02515185	CV
STORY 10	0.0099	0.0013	0.0065	14410.12	93.66578	1102.93	3.06	3374.9658	0.0277531	CV
STORY 9	0.0086	0.0013	0.0065	19246.58	125.10277	1292.92	3.06	3956.3352	0.03162087	CV
STORY 8	0.0073	0.0013	0.0065	24083.04	156.53976	1472.52	3.06	4505.9112	0.03474098	CV
STORY 7	0.006	0.0013	0.0065	28919.5	187.97675	1640.55	3.06	5020.083	0.03744495	CV
STORY 6	0.0047	0.0011	0.0055	33838.57	186.112135	1795.25	3.06	5493.465	0.03387882	CV
STORY 5	0.0036	0.0015	0.0075	39423.71	295.677825	1944.11	4.5	8748.495	0.03379756	CV
STORY 4	0.0021	0.0012	0.006	49565.38	297.39228	2186.17	4.9	10712.233	0.02776193	CV
STORY 3	0.0009	0.0006	0.003	61829.34	185.48802	2459.66	4.9	12052.334	0.01539022	CV
STORY 2	0.0003	0.0002	0.001	77660.96	77.66096	2782.07	3.06	8513.1342	0.00912249	CV
STORY 1	0.0001	0.0001	0.0005	98542.17	49.271085	3262.98	3.06	9984.7188	0.00493465	CV

5.6.6. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit : C_m : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Nous devons vérifier :

$$\text{Sens } xx : |C_M - C_R| \leq 0.05 L_x$$

$$\text{Sens } yy : |C_M - C_R| \leq 0.05 L_y$$

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel

ETABS, pour ce faire : **show table** \Rightarrow **building output** \Rightarrow **center Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.18 : Vérification de l'excentricité

Story	C_{MX}	C_{MY}	C_{RX}	C_{RY}	$C_{MX} - C_{RX}$	$C_{MY} - C_{RY}$	L_x	L_y	5% L_x	5% L_y	OBS
STORY1	14.698	12.795	15.303	12.79	-0.605	0.005	29.3	25.55	1.465	1.2775	CV
STORY2	14.63	12.848	15.242	12.783	-0.612	0.065	29.3	25.55	1.465	1.2775	CV
STORY3	14.724	12.804	14.973	12.769	-0.249	0.035	29.3	25.55	1.465	1.2775	CV
STORY4	14.724	12.787	14.785	12.791	-0.061	-0.004	29.3	25.55	1.465	1.2775	CV
STORY5	14.945	12.797	14.582	12.797	0.363	0	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY6	14.959	12.795	14.514	12.798	0.445	-0.003	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY7	14.959	12.795	14.479	12.798	0.48	-0.003	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY8	14.959	12.795	14.459	12.798	0.5	-0.003	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY9	14.96	12.795	14.445	12.797	0.515	-0.002	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY10	14.96	12.795	14.432	12.796	0.528	-0.001	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY11	14.96	12.795	14.42	12.795	0.54	0	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV
STORY12	14.993	12.788	14.402	12.794	0.591	-0.006	14.3	25.55	0.715	1.2775	CV

5.7. Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment on peut conclure que toutes les conditions ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- vérification de la période,

- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3^{ème} mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

La structure telle que dimensionnée et en tenant compte des modifications apportées, vérifie toutes les conditions, nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

Chapitre 6

Ferrailage des éléments

Introduction

Ce chapitre est l'un des objectifs principaux de notre étude, dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément, sous les sollicitations les plus défavorables issues du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont : les poutres soumises à la flexion simple, les poteaux et les voiles soumis à la flexion composée.

6.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées qui suivent :

1. Selon le RPA99 modifié 2003

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

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases}$$

Les calculs se feront en tenant compte des trois types de sollicitation :

- Effort normal maximum et son moment correspondant ($N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$),
- Effort normal minimum et son moment correspondant ($N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$),
- Moment maximum et son effort normal correspondant ($M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$).

Les vérifications seront effectuées à l'ELS.

6.1.1. Recommandation du RPA 2003

- **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$.

La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone I).

La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$l = 25 \text{ cm (zone I).}$$

Le pourcentage minimal des aciers sera de : 0,70 % $b \times h$ de la section du béton (zone I).

- Pour les poteaux non centraux

$$\text{Poteau (60x50) } A_{\min} = 0.007 \times 60 \times 50 = 21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40) } A_{\min} = 0.007 \times 50 \times 40 = 14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35) } A_{\min} = 0.007 \times 45 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\min} = 0.007 \times 35 \times 30 = 7.35 \text{cm}^2$$

- Pour les poteaux centraux

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\min} = 0.007 \times 65 \times 65 = 29.575 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60x50)} \quad A_{\min} = 0.007 \times 60 \times 50 = 21 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40)} \quad A_{\min} = 0.007 \times 50 \times 40 = 14 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35)} \quad A_{\min} = 0.007 \times 45 \times 35 = 11.025 \text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone courante sera de : 4 % b×h de la section du béton (zone I).

- Pour les poteaux non centraux

$$\text{Poteau (60x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 50 = 120 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 40 = 80 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 35 = 63 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{cm}^2$$

- Pour les poteaux centraux

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 50 = 120 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 40 = 80 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 35 = 63 \text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone de recouvrement sera de : 6 % b×h de la section du béton (zone I).

- Pour les poteaux non centraux

$$\text{Poteau (60x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 50 = 180 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 40 = 120 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 35 = 94.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{cm}^2$$

- Pour les poteaux centraux

$$\text{Poteau (65x65)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 65 \times 65 = 253.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (60x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 50 = 180 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 40 = 120 \text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (45x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 35 = 94.5 \text{cm}^2$$

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \dots\dots (6.1)$$

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots\dots (6.2) \text{ ou,}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots\dots (6.3)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux,

S_t : espacement des armatures transversales,

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armature transversale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ Avec interpolation entre les valeurs limites du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\Phi_l^{\min} \right) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

6.1.2. Calcul du ferrailage

- **Les armatures longitudinales**

Les étapes de calcul en flexion composée sont comme suit :

Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots\dots (6.4)$, alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (6.5), il faut vérifier en plus l'inégalité (6.6)

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots\dots (6.6)$$

avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \dots\dots (6.7)$$

M_f : moment fictif.

Si l'inégalité (6.6) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \dots\dots (6.8)$$

Si $\mu_b < \mu_1$, la section est simplement armée,

Si $\mu_b > \mu_1$, la section est doublement armée,

avec

$$\mu_1 = 0.392$$

Lorsque : $\mu_b < \mu_1$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots\dots (6.9)$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots (6.10)$$

Lorsque : $\mu_b > \mu_1$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots (6.11)$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots (6.12)$$

avec

$$\Delta M = M_f - M_r \dots\dots (6.13)$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est :

$$A_s' = A_1'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots (6.14)$$

Si l'inégalité (6.6) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d - c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \dots\dots (6.15)$$

Si l'inégalité (6.15) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bfbc}{(d - c')\sigma_s} \dots\dots (6.16)$$

$$A_s = \frac{N_u - bhfbu}{\sigma_s} - A_s' \dots\dots (6.17)$$

Si l'inégalité (6.15) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} A_s = 0 \dots\dots (6.18)$$

avec

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots\dots (6.19)$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure :

- Selon le sens transversal

Tableau 6.1 : Ferrailage des poteaux non centraux

Zone	Section du poteau	Effort normal (kN)	Combinaison	Moment (kN.m)	e	$\frac{h}{2} - c$	A _{min}	Nature	A _{sup}	A _{inf}	A adoptée	Choix des barres
Zone V	35x30	N _{max} = -13.75	ELU	M _{corr} = 0.8	0.05818181	0.145	7.35	SEC	0	0	9.03	8HA12
Zone V	35x30	N _{min} = -402.46	ELU	M _{corr} = 5.306	0.01316901	0.145	7.35	SEC	0	0	9.03	8HA12
Zone V	35x30	N _{corr} = -153.6	ELU	M _{max} = 14.18	0.09231770	0.145	7.35	SEC	0	0	9.03	8HA12
Zone III	45x35	N _{max} = -160.23	ELU	M _{corr} = -0.7	0.00436872	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	45x35	N _{min} = -832.2	ELU	M _{corr} = 7.95	0.00955299	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	45x35	N _{corr} = 192.2	ELU	M _{max} = 17.97	0.09349635	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{max} = -193.87	ELU	M _{corr} = -8.4	0.04332800	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{min} = -1268.17	ELU	M _{corr} = 31.18	0.02458660	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{corr} = -943.05	G+Q+E	M _{max} = 46.97	0.04980647	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone I	60x50	N _{max} = -134.72	G+Q+E	M _{corr} = -16.39	0.12165973	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone I	60x50	N _{min} = -1739.34	ELU	M _{corr} = -5.47	0.00314487	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone I	60x50	N _{corr} = -628.5	G+Q+E	M _{max} = 45.13	0.07180588	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16

Tableau 6.2 : Ferrailage des poteaux centraux

Zone	Section du poteau	Effort normal (kN)	Combinaison	Moment (kN.m)	e	$\frac{h}{2} - c$	A_{min}	Nature	A_{sup}	A_{inf}	A adoptée	Choix des barres
Zone V	45x35	$N_{max} = -171.95$	0.8G+E	$M_{corr} = -0.8$	0.0047	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone V	45x35	$N_{min} = -957.67$	GQE	$M_{corr} = 0.7$	0.0007	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone V	45x35	$N_{corr} = -328.39$	ELU	$M_{max} = -3.46$	0.0105	0.195	11.025	SEC	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{max} = -610.7$	0.8G+E	$M_{corr} = -0.45$	0.0007	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{min} = -1839.18$	ELU	$M_{corr} = -12.36$	0.0067	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{corr} = -1372.06$	GQE	$M_{max} = -2.6$	0.0019	0.22	14	SEC	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	60x50	$N_{max} = -1059.73$	0.8G+E	$M_{corr} = 8.79$	0.0083	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone III	60x50	$N_{min} = -2982.98$	ELU	$M_{corr} = -4.6$	0.0015	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone III	60x50	$N_{corr} = -2159.6$	GQE	$M_{max} = -48.12$	0.0223	0.27	21	SEC	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone I	65x65	$N_{max} = -1426.95$	0.8G+E	$M_{corr} = -9.5$	0.0067	0.295	29.575	SEC	0	0	32.68	16HA14+4HA16
Zone I	65x65	$N_{min} = -4327.8$	ELU	$M_{corr} = -2.6$	0.0006	0.295	29.575	SEC	0	0	32.68	16HA14+4HA16
Zone I	65x65	$N_{corr} = -2499.47$	GQE	$M_{max} = -26.53$	0.0106	0.295	29.575	SEC	0	0	32.68	16HA14+4HA16

- Selon le sens longitudinal

Tableau 6.3 : Ferrailage des poteaux non centraux

Zone	Section du poteau	Effort normal (kN)	Combinaison	Moment (kN.m)	e	$\frac{h}{2} - c$	Nature	A_{min}	A_{sup}	A_{inf}	A adoptée	Choix des barres
Zone V	35x30	$N_{max} = -13.75$	ELU	$M_{corr} = -0.12$	0.0087273	0.12	SEC	7.35	0	0	9.03	8HA12
Zone V	35x30	$N_{min} = -402.46$	ELU	$M_{corr} = -8.56$	0.0212692	0.12	SEC	7.35	0	0	9.03	8HA12
Zone V	35x30	$N_{corr} = -134.25$	ELU	$M_{max} = 16.59$	0.1235754	0.12	SEC	7.35	0	0	9.03	8HA12
Zone III	45x35	$N_{max} = -160.23$	ELU	$M_{corr} = -0.6$	0.0037446	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	45x35	$N_{min} = -832.2$	ELU	$M_{corr} = -10.44$	0.0125451	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	45x35	$N_{corr} = -540.96$	ELU	$M_{max} = -11.18$	0.020667	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{max} = -193.87$	ELU	$M_{corr} = -3.1$	0.0159901	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{min} = 1268.17$	ELU	$M_{corr} = 19.64$	0.0154869	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	$N_{corr} = -263.07$	G+Q+E	$M_{max} = 29.46$	0.1119854	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone I	60x50	$N_{max} = 134.72$	G+Q+E	$M_{corr} = -9.7$	0.0720012	0.22	SEC	21	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone I	60x50	$N_{min} = -1739.3$	ELU	$M_{corr} = 2.23$	0.0012821	0.22	SEC	21	0	0	21.6	12HA12+4HA16

Tableau 6.4 : Ferrailage des poteaux centraux

Zone	Section du poteau	Effort normal (kN)	Combinaison	Moment (kN.m)	e	$\frac{h}{2} - c$	Nature	A _{min}	A _{sup}	A _{inf}	A adoptée	Choix des barres
Zone V	45x35	N _{max} =-13.75	0.8G+E	M _{corr} =-1.7	0.1236364	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone V	45x35	N _{min} =-402.46	GQE	M _{corr} =-1.9	0.004721	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone V	45x35	N _{corr} =-328.39	ELU	M _{max} =-5.7	0.0173574	0.145	SEC	11.025	0	0	12.94	6HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{max} =-160.23	0.8G+E	M _{corr} =-1.26	0.0078637	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{min} =-832.2	ELU	M _{corr} =-1.57	0.0018866	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	50x40	N _{corr} =-1372.06	GQE	M _{max} =-4.03	0.0029372	0.17	SEC	14	0	0	15.2	8HA12+4HA14
Zone III	60x50	N _{max} =-192.87	0.8G+E	M _{corr} =1.9	0.0098512	0.22	SEC	21	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone III	60x50	N _{min} =-832.2	ELU	M _{corr} =2.82	0.0033886	0.22	SEC	21	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone III	60x50	N _{corr} =-1852.31	GQE	M _{max} =-37.72	0.0203638	0.22	SEC	21	0	0	21.6	12HA12+4HA16
Zone I	65x65	N _{max} =-210.72	0.8G+E	M _{corr} =10.99	0.0521545	0.27	SEC	29.575	0	0	32.68	16HA14+4HA16
Zone I	65x65	N _{min} =-1739.34	ELU	M _{corr} =-6.37	0.0036623	0.27	SEC	29.575	0	0	32.68	16HA14+4HA16
Zone I	65x65	N _{corr} =-275.34	GQE	M _{max} =32.6	0.1266807	0.27	SEC	29.575	0	0	32.68	16HA14+4HA16

- Les armatures transversales

- Diamètre des aciers

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots\dots (6.20)$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$.

- Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq 10 \text{ cm, nous prenons } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone de recouvrement

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_{l,\min}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{65}{2}, \frac{65}{2}, 10 \times 1.4\right) = \min(32.5; 32.5; 14)$$

$S_t \leq 14 \text{ cm}$, nous prenons $S_t = 10 \text{ cm}$.

6.1.3. Vérification à l'état limite ultime

a. Vérification de la quantité d'armatures minimale

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 65 \times 10 = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 65 \times 10 = 1.95 \text{ cm}^2$$

Nous avons alors :

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2, \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

b. Longueur de recouvrement

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

c. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}}$$

avec

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \dots\dots (6.21)$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_b \cdot f_{c28} \dots\dots (6.22)$$

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Les résultats de ces vérifications est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau 6.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux centraux.

Zone	Section	V_u	λ_g	b	d	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau_{bu}}$	Obs
Zone I	65x65	29.42	5.27	65	62	0.075	0.07300248	1.875	CV
Zone II	50x60	13.23	6.86	50	47	0.075	0.05629787	1.875	CV
Zone III	40x50	1.62	5.35	40	47	0.075	0.00861702	1.875	CV
Zone IV	35x45	2.27	6.12	35	42	0.075	0.01544218	1.875	CV

Tableau 6.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux non centraux

Zone	Section	V_u	λ_g	b	d	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau_{bu}}$	Obs
Zone I	50x60	16.19	5.27	50	57	0.075	0.05680702	1.875	CV
Zone II	40x50	19.72	6.86	40	47	0.075	0.10489362	1.875	CV
Zone III	35x45	7.92	5.35	35	42	0.075	0.05387755	1.875	CV
Zone IV	30x35	10.84	6.12	30	32	0.075	0.11291667	1.875	CV

6.1.4. Vérification à de l'état limite de service.

a. Vérification de la condition de non fragilité

Selon l'article A.4.2.1 du BAEL91 modifié 99, la section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) \dots \dots (6.23)$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Poteaux non centraux

Sens longitudinal

Tableau 6.7 : Vérification de la condition de non fragilité des poteaux non centraux.

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$h/6$	A_{min} CNF	A adopté	Obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.606$	0.02119	0.0583	3.1243627	9.03	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = 3.88$	0.00964	0.0583	3.1210462	9.03	CV
zone IV	$N_{corr} = -7.06$	$M_{max} = -35.12$	0.51587	0.0583	3.2784737	9.03	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.4$	0.00341	0.075	4.6785681	12.94	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = 5.8$	0.00953	0.075	4.6806118	12.94	CV
zone III	$N_{corr} = -219.8$	$M_{max} = -15.33$	0.06974	0.075	4.700879	12.94	CV
zone II	$N_{max} = 139.44$	$M_{corr} = -6.204$	0.04446	0.0833	5.9566173	15.2	CV
zone II	$N_{min} = 925.04$	$M_{corr} = 22.57$	0.02439	0.0833	5.9489127	15.2	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 29.46$	0.03566	0.0833	5.953235	15.2	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 8.44$	0.042734	0.1	8.9298246	21.6	CV
zone I	$N_{min} = -1267.81$	$M_{corr} = -3.95$	0.00311	0.1	8.9108736	21.6	CV
zone I	$N_{corr} = -952.02$	$M_{max} = 21.48$	0.02256	0.1	8.920159	21.6	CV

Sens transversal

Tableau 6.8 : Vérification de la condition de non fragilité des poteaux non centraux

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$h/6$	A_{min}	Adopté	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.094$	0.00301	0.0583	3.1191478	9.03	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = -6.136$	0.015246	0.0583	3.1226544	9.03	CV
zone IV	$N_{corr} = -98.72$	$M_{max} = 12.14$	-0.122974	0.0583	3.0837989	9.03	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.117$	0.000998	0.075	4.6777635	12.94	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = -7.569$	0.012439	0.075	4.6815842	12.94	CV
zone III	$N_{corr} = -395.55$	$M_{max} = -8.105$	0.02049	0.075	4.6842791	12.94	CV
zone II	$N_{max} = -139.44$	$M_{corr} = -2.235$	-0.01602	0.0833	5.9335009	15.2	CV
zone II	$N_{min} = -925.04$	$M_{corr} = 14.188$	0.015337	0.0833	5.9454483	15.2	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 16.8$	0.02034	0.0833	5.947362	15.2	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 2.12$	-0.107341	0.1	8.8587554	21.6	CV
zone I	$N_{min} = -1267.81$	$M_{corr} = 0.153$	0.00012	0.1	8.909449	21.6	CV
zone I	$N_{corr} = -1061.91$	$M_{max} = -14.68$	0.013824	0.1	8.9159844	21.6	CV

- Poteaux centraux

Sens longitudinal

Tableau 6.9: Vérification de la condition de non fragilité des poteaux centraux

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$h/6$	A_{min}	$A_{adopté}$	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.606$	0.02119	0.0583	4.6845137	12.94	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = 3.88$	0.00964	0.0583	4.6806485	12.94	CV
zone IV	$N_{corr} = -7.06$	$M_{max} = -35.12$	0.51587	0.0583	4.8607877	12.94	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.4$	0.00341	0.075	5.9408944	15.2	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = 5.8$	0.00953	0.075	5.9432296	15.2	CV
zone III	$N_{corr} = -219.8$	$M_{max} = -15.33$	0.06974	0.075	5.96637	15.2	CV
zone II	$N_{max} = 139.44$	$M_{corr} = -6.204$	0.04446	0.0833	8.9306532	21.6	CV
zone II	$N_{min} = 925.04$	$M_{corr} = 22.57$	0.02439	0.0833	8.9210343	21.6	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 29.46$	0.03566	0.0833	8.9264314	21.6	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 8.44$	0.42734	0.1	12.821746	32.68	CV
zone I	$N_{min} = -1267.81$	$M_{corr} = -3.95$	0.00311	0.1	12.54932	32.68	CV
zone I	$N_{corr} = -952.02$	$M_{max} = 21.48$	0.02256	0.1	12.561389	32.68	CV

Sens transversal

Tableau 6.10 : Vérification de la condition de non fragilité des poteaux centraux

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	h/6	A_{min}	Aadopté	obs
zone IV	N _{max} = - 31.14	M _{corr} = 0.606	0.02119	0.0583	4.6845137	12.94	CV
zone IV	N _{min} = - 402.46	M _{corr} = 3.88	0.00964	0.0583	4.6806485	12.94	CV
zone IV	N _{corr} = -7.06	M _{max} = -35.12	0.51587	0.0583	4.8607877	12.94	CV
zone III	N _{max} = -117.23	M _{corr} = -0.4	0.00341	0.075	5.9408944	15.2	CV
zone III	N _{min} = -608.45	M _{corr} = 5.8	0.00953	0.075	5.9432296	15.2	CV
zone III	N _{corr} = -219.8	M _{max} = -15.33	0.06974	0.075	5.96637	15.2	CV
zone II	N _{max} = 139.44	M _{corr} = -6.204	0.04446	0.0833	8.9306532	21.6	CV
zone II	N _{min} = 925.04	M _{corr} = 22.57	0.02439	0.0833	8.9210343	21.6	CV
zone II	N _{corr} = -825.94	M _{max} = 29.46	0.03566	0.0833	8.9264314	21.6	CV
zone I	N _{max} = -19.75	M _{corr} = 8.44	0.42734	0.1	12.821746	32.68	CV
zone I	N _{min} = -1267.81	M _{corr} = -3.95	0.00311	0.1	12.54932	32.68	CV
zone I	N _{corr} = -952.02	M _{max} = 21.48	0.02256	0.1	12.561389	32.68	CV

b. Vérification de l'état limite de compression du béton

Selon l'article 4.5.2 du BAEL 91, on doit déterminer les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

La contrainte admissible de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots (6.24)$$

La contrainte admissible du béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots (6.25)$$

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6}$, la section est entièrement comprimée,
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$, la section est partiellement comprimée,

M_{ser} : moment de flexion à l'ELS,

N_{ser} : effort normal à l'ELS.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \dots\dots (6.26)$$

$$V_2 = h - V_1 \dots\dots (6.27)$$

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \dots\dots (6.28)$$

B_0 : la section totale homogène,

V_2 : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2] \dots\dots (6.29)$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

- 1) Section entièrement comprimée (SEC)

$$\sigma_b^{sup} = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots (6.30)$$

$$\sigma_b^{inf} = \frac{N}{B_0} - M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots (6.31)$$

σ_b^{sup} : contrainte du béton dans la fibre supérieur,

σ_b^{inf} : contrainte du béton dans la fibre inférieur.

- 2) Section partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton, on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c \dots\dots (6.32)$$

avec

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée,

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression,

Lc : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Il faut résoudre l'équation suivante :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \dots\dots (6.33)$$

avec

$$Lc = \frac{h}{2} - e \dots\dots (6.34)$$

$$p = -3 Lc^2 - \frac{90A_s'}{b} (Lc - c') + \frac{90A_s}{b} (d - Lc) \dots\dots (6.35)$$

$$q = -2 Lc^2 - \frac{90A_s'}{b} (Lc - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - Lc)^2 \dots\dots (6.36)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcule } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} \dots\dots (6.37)$$

Si $\Delta \geq 0$, il faut alors calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) \dots\dots (6.38)$$

$$u = t^{\frac{1}{3}} \dots\dots (6.39)$$

$$y_2 = u - \frac{p}{3 \times u} \dots\dots (6.40)$$

Si $\Delta < 0$, il faut alors calculer :

$$\text{Cos } \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{p}} \dots\dots (6.41)$$

Ensuite on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$- y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right) \dots\dots (6.42)$$

$$- y_2^2 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \dots\dots (6.43)$$

$$- y_2^3 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \dots\dots (6.44)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + Lc < h \dots\dots (6.45)$$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2] \dots\dots (6.46)$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots (6.47)$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Poteaux non centraux

Tableau 6.11 : Vérification à l'ELS selon le sens longitudinal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.606$	0.02119	0.0583	SEC	0.3	0.17	15	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = 3.88$	0.00964	0.0583	SEC	3.45	2.61	15	CV
zone IV	$N_{corr} = -7.06$	$M_{max} = -35.12$	0.51587	0.0583	SEC	0.37	0	15	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.4$	0.00341	0.075	SEC	0.6	0.56	15	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = 5.8$	0.00953	0.075	SEC	5.74	3.38	15	CV
zone III	$N_{corr} = -219.8$	$M_{max} = -15.33$	0.06974	0.075	SEC	1.89	0.28	15	CV
zone II	$N_{max} = 139.44$	$M_{corr} = -6.204$	0.04446	0.0833	SEC	0.32	0.8	15	CV
zone II	$N_{min} = 925.04$	$M_{corr} = 22.57$	0.02439	0.0833	SEC	4.61	2.84	15	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 29.46$	0.03566	0.0833	SEC	4.48	2.18	15	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 8.44$	0.42734	0.1	SEC	0.24	0	15	CV
zone I	$N_{min} = -1267.81$	$M_{corr} = -3.95$	0.00311	0.1	SEC	3.19	3.35	15	CV
zone I	$N_{corr} = -952.02$	$M_{max} = 21.48$	0.02256	0.1	SEC	2.88	2.03	15	CV

Tableau 6.12 : Vérification à l'ELS selon le sens transversal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.094$	0.00301	0.0583	SEC	0	0	15	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = -6.136$	0.015246	0.0583	SEC	2.59	4.19	15	CV
zone IV	$N_{corr} = -98.72$	$M_{max} = 12.14$	-0.122974	0.0583	SEC	2.65	0	15	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.117$	0.000998	0.075	SEC	0.64	0.66	15	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = -7.569$	0.012439	0.075	SEC	2.89	3.87	15	CV
zone III	$N_{corr} = -395.55$	$M_{max} = -8.105$	0.020490	0.075	SEC	1.76	2.72	15	CV
zone II	$N_{max} = -139.44$	$M_{corr} = -2.235$	-0.01602	0.0833	SEC	0.52	0.73	15	CV
zone II	$N_{min} = -925.04$	$M_{corr} = 14.188$	0.015337	0.0833	SEC	4.8	3.46	15	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 16.8$	0.020340	0.0833	SEC	4.48	2.89	15	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 2.12$	-0.107341	0.1	SEC	0.11	0	15	CV
zone I	$N_{min} = -1267.81$	$M_{corr} = 0.153$	0.000120	0.1	SEC	3.69	3.68	15	CV
zone I	$N_{corr} = -1061.91$	$M_{max} = -14.68$	0.013824	0.1	SEC	2.72	3.45	15	CV

- Poteaux centraux

Tableau 6.13 : Vérification à l'ELS selon le sens longitudinal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -240.35$	$M_{corr} = -2.53$	0.01052	0.075	SEC	1.06	1.31	15	CV
zone IV	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -1.31$	0.00187	0.075	SEC	3.37	3.51	15	CV
zone IV	$N_{corr} = -694.91$	$M_{max} = 1.39$	0.002	0.075	SEC	3.5	3.35	15	CV
zone III	$N_{max} = -907.33$	$M_{corr} = -1.4$	0.001542	0.0833	SEC	3.6	3.71	15	CV
zone III	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -1.14$	0.001633	0.0833	SEC	2.85	2.77	15	CV
zone III	$N_{corr} = -1372.06$	$M_{max} = 1.71$	0.001246	0.0833	SEC	5.57	5.48	15	CV
zone II	$N_{max} = -1586.8$	$M_{corr} = -2.055$	0.001295	0.1	SEC	4.06	4.14	15	CV
zone II	$N_{min} = -2166.3$	$M_{corr} = -19.32$	0.008919	0.1	SEC	5.97	5.21	15	CV
zone II	$N_{corr} = -2154.95$	$M_{max} = 21.19$	0.009833	0.1	SEC	5.98	5.14	15	CV
zone I	$N_{max} = -2444.95$	$M_{corr} = 17.28$	0.007067	0.1083	SEC	4.81	4.35	15	CV
zone I	$N_{min} = -3132.46$	$M_{corr} = -4.59$	0.001465	0.1083	SEC	5.8	5.93	15	CV
zone I	$N_{corr} = 2755.22$	$M_{max} = -28.6$	0.01038	0.1083	SEC	4.78	5.54	15	CV

Tableau 6.14 : Vérification à l'ELS selon le sens transversal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -240.35$	$M_{corr} = -0.174$	-0.00072	0.075	SEC	1.32	1.35	15	CV
zone IV	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = 0.06$	8.59E-05	0.075	SEC	3.79	3.96	15	CV
zone IV	$N_{corr} = -245.36$	$M_{max} = 0.14$	0.0002	0.075	SEC	1.37	1.35	15	CV
zone III	$N_{max} = -907.33$	$M_{corr} = -0.133$	-0.00014	0.0833	SEC	3.98	4.11	15	CV
zone III	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -0.91$	0.00027	0.0833	SEC	3.07	3.16	15	CV
zone III	$N_{corr} = -1146.31$	$M_{max} = 1.1$	0.00095	0.0833	SEC	6.2	6.04	15	CV
zone II	$N_{max} = -1586.8$	$M_{corr} = -0.337$	-0.00021	0.1	SEC	4.61	4.63	15	CV
zone II	$N_{min} = -2166.3$	$M_{corr} = 3.25$	0.0089	0.1	SEC	6.38	6.22	15	CV
zone II	$N_{corr} = -1613.3$	$M_{max} = -3.7$	0.0022	0.1	SEC	4.6	4.79	15	CV
zone I	$N_{max} = -2444.95$	$M_{corr} = -5.9$	-0.0024	0.1083	SEC	5.01	5.21	15	CV
zone I	$N_{min} = -3132.46$	$M_{corr} = -1.88$	0.0006	0.1083	SEC	6.52	6.58	15	CV
zone I	$N_{corr} = 2444.95$	$M_{max} = 17.28$	0.0070	0.1083	SEC	5.4	4.83	15	CV

c. Vérification de la contrainte admissible de l'acier

- Poteaux non centraux

Tableau 6.15 : Vérification à l'ELS selon le sens longitudinal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.606$	0.021	0.0583	SEC	4.31	2.73	348	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = 3.88$	0.0096	0.0583	SEC	50.5	40.4	348	CV
zone IV	$N_{corr} = -7.8$	$M_{max} = -15.12$	0.5158	0.0583	SEC	4.65	-8.94	348	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.4$	0.0034	0.075	SEC	8.93	8.4	348	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = 5.8$	0.0095	0.075	SEC	83.4	53.4	348	CV
zone III	$N_{corr} = -219.8$	$M_{max} = -15.33$	0.0697	0.075	SEC	26.4	6.08	348	CV
zone II	$N_{max} = -139.44$	$M_{corr} = -6.204$	0.0444	0.083	SEC	5.3	11.6	348	CV
zone II	$N_{min} = -925.04$	$M_{corr} = 22.57$	0.0243	0.083	SEC	67.3	44.5	348	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 29.46$	0.0356	0.083	SEC	64.8	35.1	348	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 8.44$	0.4273	0.1	SEC	3.22	-2.92	348	CV
zone I	$N_{min} = -267.81$	$M_{corr} = -3.95$	0.0031	0.1	SEC	48	50.1	348	CV
zone I	$N_{corr} = -952.02$	$M_{max} = 21.48$	0.0225	0.1	SEC	42.5	31.2	348	CV

Tableau 6.16 : Vérification à l'ELS selon le sens transversal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -31.14$	$M_{corr} = 0.094$	0.0030	0.0583	SEC	-33	-33.4	348	CV
zone IV	$N_{min} = -402.46$	$M_{corr} = -6.136$	0.0152	0.0583	SEC	41.2	60.4	348	CV
zone IV	$N_{corr} = -98.72$	$M_{max} = 12.14$	-0.1229	0.0583	SEC	33.6	-8.94	348	CV
zone III	$N_{max} = -117.23$	$M_{corr} = -0.117$	0.00099	0.075	SEC	9.66	9.85	348	CV
zone III	$N_{min} = -608.45$	$M_{corr} = -7.569$	0.0124	0.075	SEC	44.4	56.9	348	CV
zone III	$N_{corr} = -395.55$	$M_{max} = -8.105$	0.02049	0.075	SEC	26.3	39.6	348	CV
zone II	$N_{max} = -139.44$	$M_{corr} = -2.235$	-0.0160	0.083	SEC	7.97	10.7	348	CV
zone II	$N_{min} = -925.04$	$M_{corr} = 14.188$	0.0153	0.083	SEC	70.6	53.3	348	CV
zone II	$N_{corr} = -825.94$	$M_{max} = 16.8$	0.0203	0.083	SEC	64.8	35.1	348	CV
zone I	$N_{max} = -19.75$	$M_{corr} = 2.12$	-0.1073	0.1	SEC	1.56	0.16	348	CV
zone I	$N_{min} = 1267.81$	$M_{corr} = 0.153$	0.0001	0.1	SEC	55.4	55.3	348	CV
zone I	$N_{corr} = -1061.91$	$M_{max} = -14.68$	0.0138	0.1	SEC	41.5	51.2	348	CV

- Poteaux centraux

Tableau 6.17 : Vérification à l'ELS selon le sens longitudinal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max} = -240.35$	$M_{corr} = -2.53$	0.0105	0.075	SEC	16.2	19.3	348	CV
zone IV	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -1.31$	0.0018	0.075	SEC	50.7	52.5	348	CV
zone IV	$N_{corr} = -694.91$	$M_{max} = 1.39$	0.0020	0.075	SEC	52.3	50.5	348	CV
zone III	$N_{max} = -907.33$	$M_{corr} = -1.4$	0.0015	0.083	SEC	54.1	55.5	348	CV
zone III	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -1.14$	0.0016	0.083	SEC	42.7	41.6	348	CV
zone III	$N_{corr} = -1372.06$	$M_{max} = 1.71$	0.0012	0.083	SEC	83.5	82.4	348	CV
zone II	$N_{max} = -1586.8$	$M_{corr} = -2.055$	0.00129	0.1	SEC	60.9	62	348	CV
zone II	$N_{min} = -2166.3$	$M_{corr} = -19.32$	0.0089	0.1	SEC	88.9	78.8	348	CV
zone II	$N_{corr} = -2154.95$	$M_{max} = 21.19$	0.0098	0.1	SEC	89	77.9	348	CV
zone I	$N_{max} = -2444.95$	$M_{corr} = 17.28$	0.0070	0.1083	SEC	71.8	65.6	348	CV
zone I	$N_{min} = -3132.46$	$M_{corr} = -4.59$	0.00146	0.1083	SEC	87.2	88.8	348	CV
zone I	$N_{corr} = 2755.22$	$M_{max} = -28.6$	0.01038	0.1083	SEC	72.3	82.5	348	CV

Tableau 6.18 : Vérification à l'ELS selon le sens transversal

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
zone IV	$N_{max}=-240.35$	$M_{corr}=-0.174$	-0.00072	0.075	SEC	19.9	20.2	348	CV
zone IV	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = 0.06$	8.59E-05	0.075	SEC	57	59.2	348	CV
zone IV	$N_{corr}=-245.36$	$M_{max} = 0.14$	0.00020	0.075	SEC	20.5	20.3	348	CV
zone III	$N_{max} = 907.33$	$M_{corr} = -0.133$	-	0.083	SEC	59.9	61.6	348	CV
zone III	$N_{min} = -697.7$	$M_{corr} = -0.91$	0.00027	0.083	SEC	46.1	47.3	348	CV
zone III	$N_{corr}=-1146.31$	$M_{max} = 1.1$	0.00095	0.083	SEC	92.9	90.8	348	CV
zone II	$N_{max}=-1586.8$	$M_{corr} = -0.337$	-0.00021	0.1	SEC	69.1	69.4	348	CV
zone II	$N_{min}=-2166.3$	$M_{corr} = 3.25$	0.0089	0.1	SEC	95.6	93.5	348	CV
zone II	$N_{corr}=-1613.3$	$M_{max} = -3.7$	0.00229	0.1	SEC	69.2	71.6	348	CV
zone I	$N_{max}=-2444.95$	$M_{corr} = -5.9$	-0.00241	0.1083	SEC	75.4	78	348	CV
zone I	$N_{min}=-3132.4$	$M_{corr} = -1.88$	0.0006	0.1083	SEC	97.8	98.7	348	CV
zone I	$N_{corr}=2444.95$	$M_{max} = 17.28$	0.007067	0.1083	SEC	80.5	72.8	348	CV

Les figures qui suivent, représentent les coupes des poteaux avec les sections d'armatures adoptées :

- Poteaux centraux

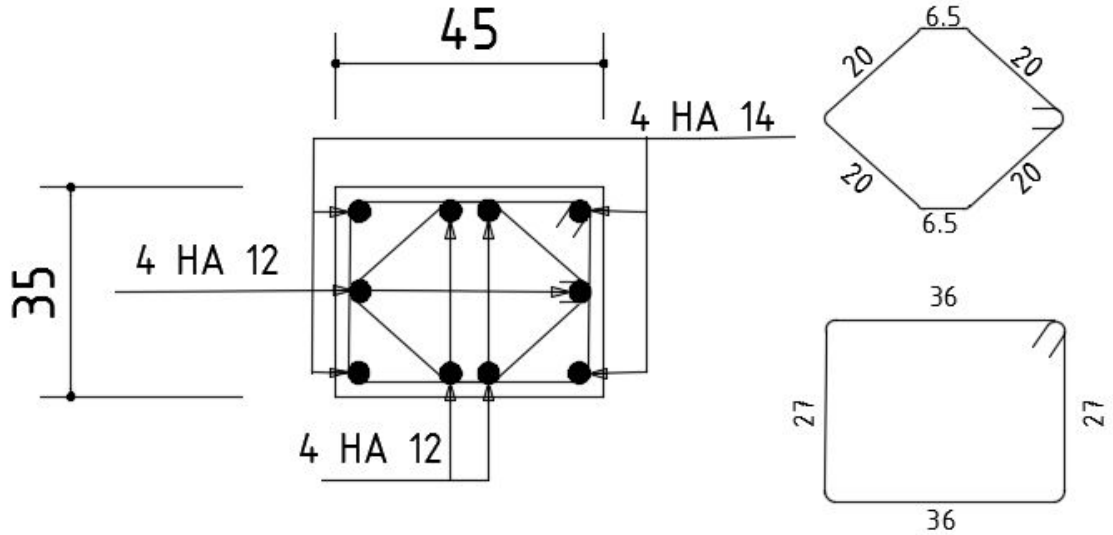


Figure 6.1 : Ferrailage du Poteau central (35x45)

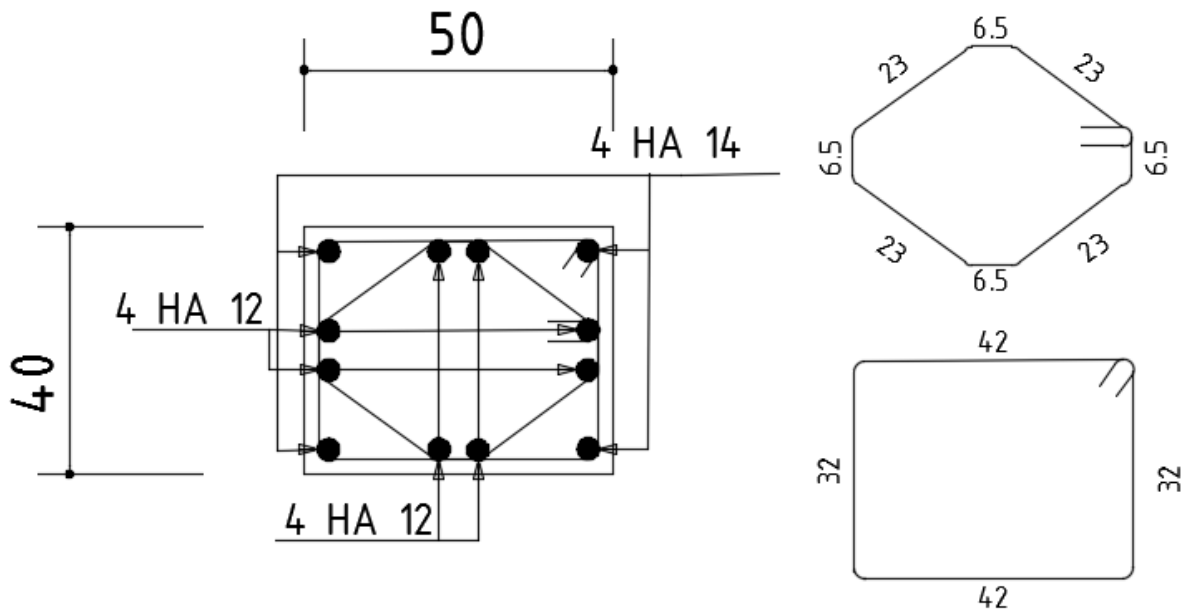


Figure 6.2 : Ferrailage du poteau central (40x50)

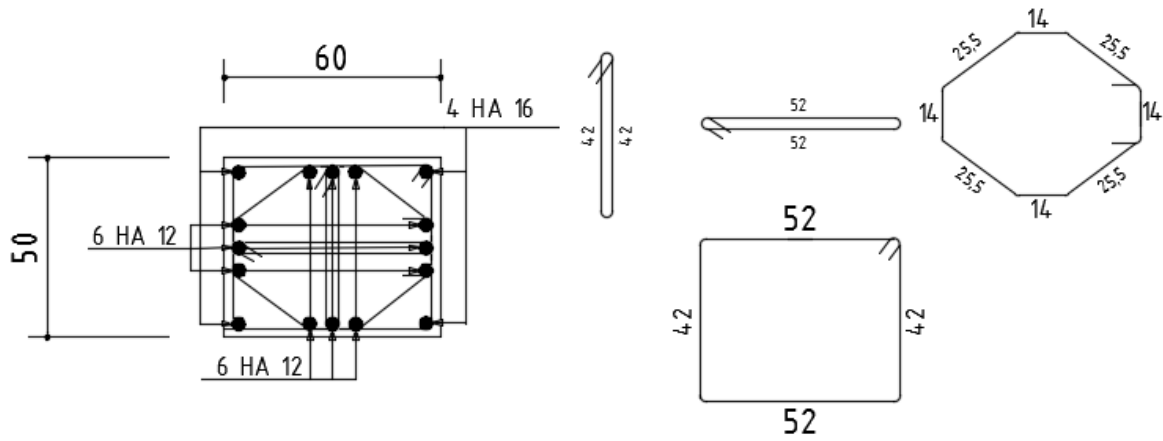


Figure 6.3 : Ferrailage du poteau central (50x60)

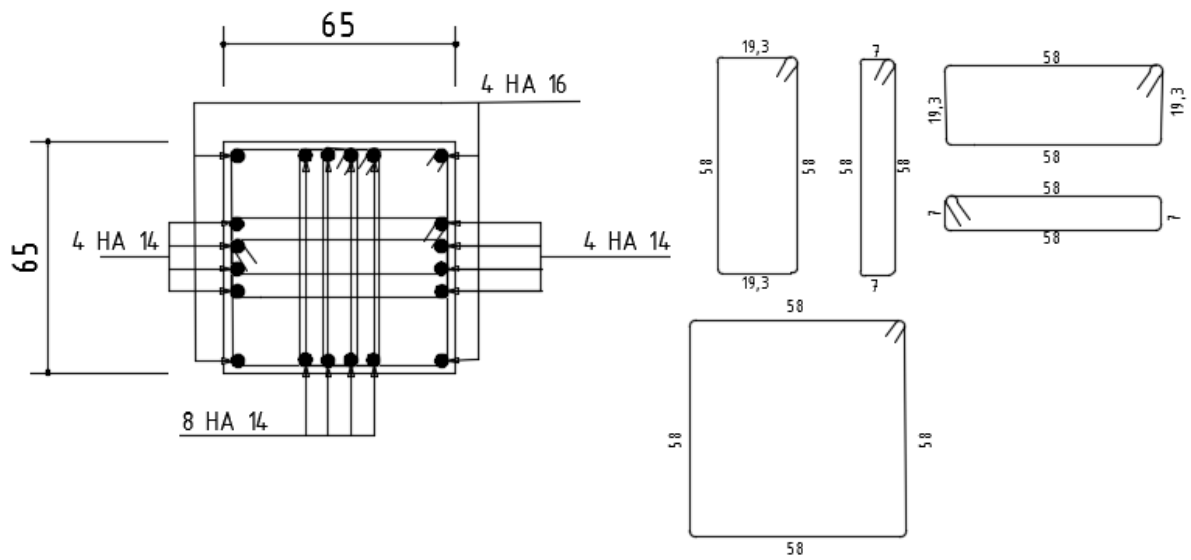


Figure 6.4 : Ferrailage du poteau central (65x65)

- Poteaux non centraux

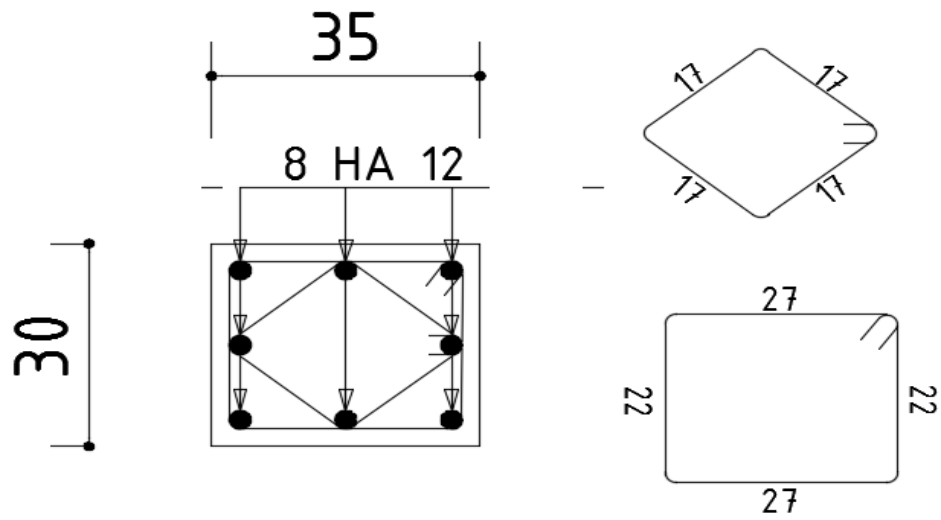


Figure 6.5 : Ferrailage du poteau non central (30x35)

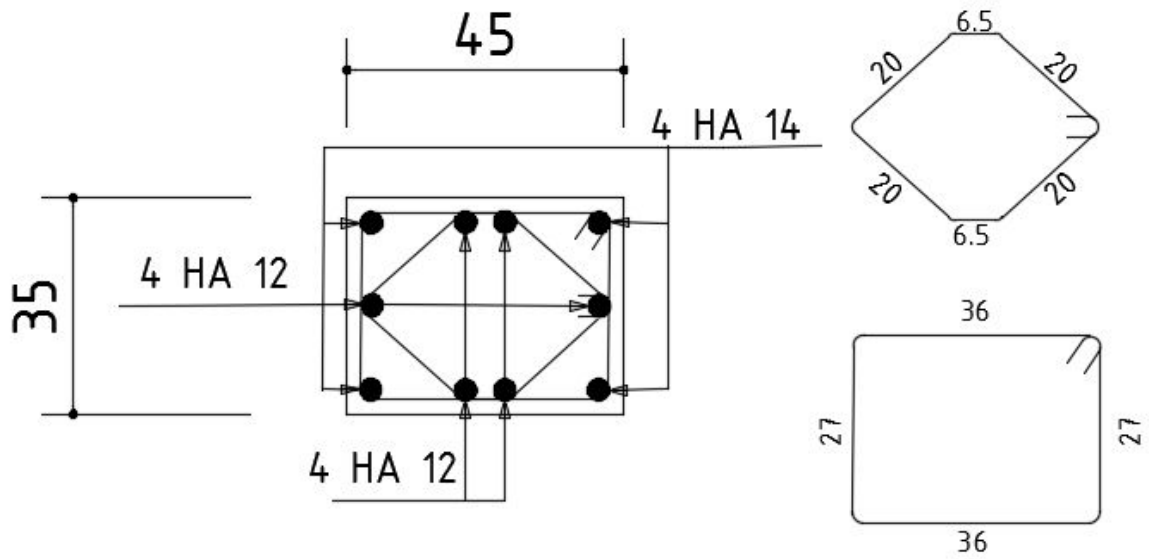


Figure 6.6 : Ferrailage du poteau non central (35x45)

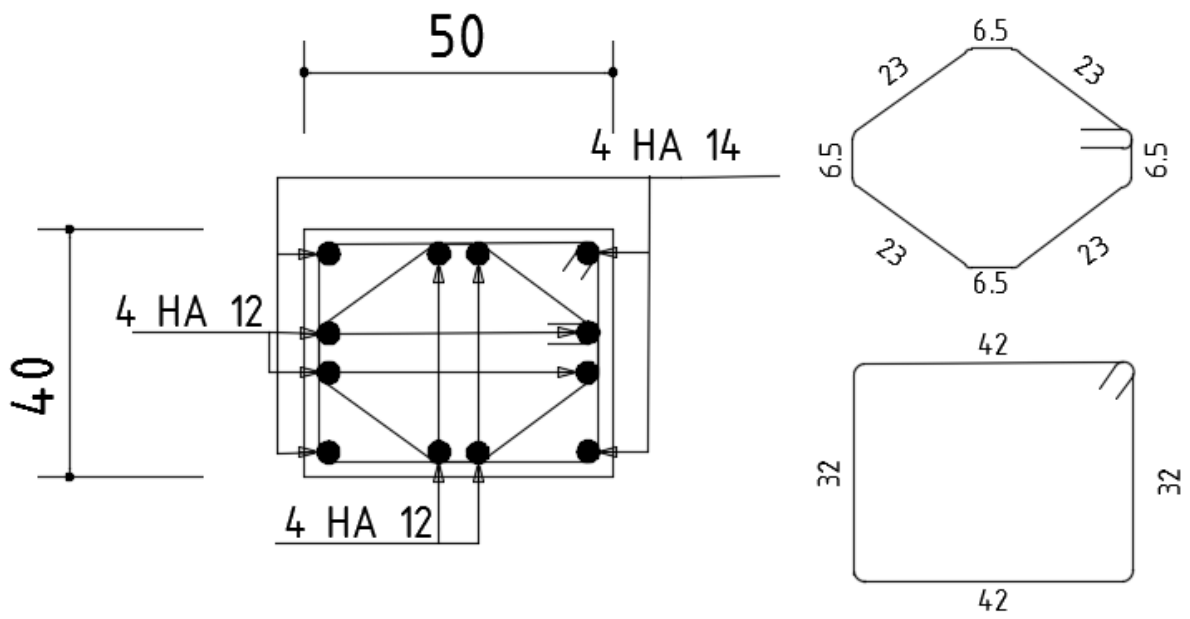


Figure 6.7 : Ferrailage du poteau non central (40x50)

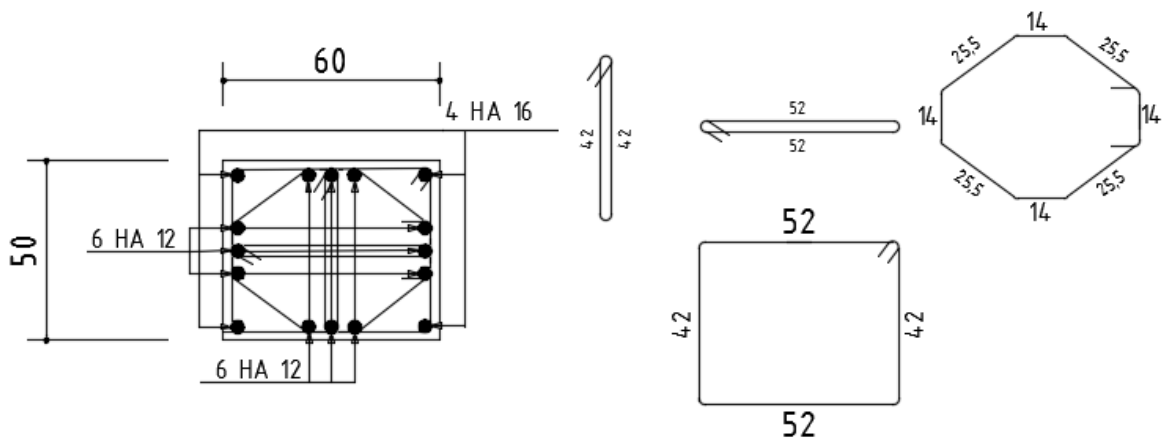


Figure 6.8 : Ferrailage du poteau non central (50x60)

6.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU avec les sollicitations les plus défavorables. Elles seront vérifiées à L'ELS. les combinaisons de calcul seront :

1. Selon le RPA99 modifié 2003

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

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases}$$

6.2.1. Recommandations du RPA99

a. Armatures longitudinales (BAEL91 ; art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$.

- Sous sols et entre sols

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

- RDC et étages courants

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de $(4\% b \times h)$ en zone courante et de $(6\% b \times h)$ en zone de recouvrement.

- Sous sols et entre sols

Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

– RDC et étages courants

Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Poutres secondaires :

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \dots \dots (6.48)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\Phi\right\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.2.2. Calcul des armatures à l'ELU

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et en appuis comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \dots \dots (6.49)$$

Avec

M_u : moment de flexion supporté par la section,

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 18.5 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (Situation accidentelle)}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

– 1^{er} cas

$\mu \leq \mu_1$, alors la section est simplement armée (SSA) (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \dots\dots(6.50)$$

Avec

A_{st} : section d'acier tendue,

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}, \gamma_b = 1.15 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}, \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

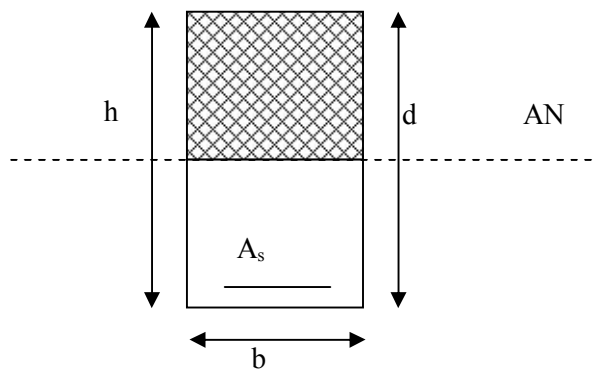


Figure 6.9 : Section rectangulaire simplement armée

– 2^{ème} cas

$\mu > \mu_1$, alors la section est doublement armée (SDA), la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

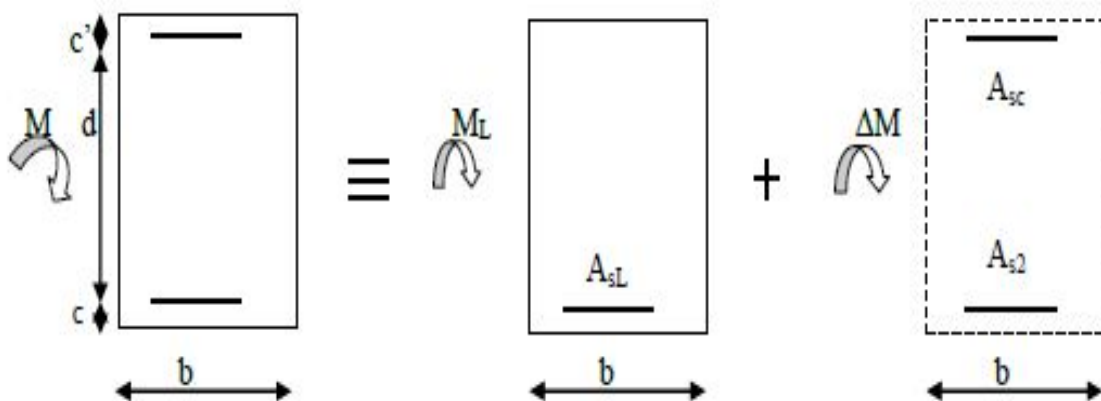


Figure 6.10 : Section rectangulaire doublement armée

On calcul :

$$M_L = \mu_1 b d^2 f_{bc} \dots\dots(6.51)$$

$$\Delta M = M_u - M_L \dots\dots(6.52)$$

avec

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues : $A_s = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots\dots (6.53)$

▪ Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots\dots (6.54)$

Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c'est-à-dire : $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6.1).

1) Ferrailage des poutres principales

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Armatures en travées

Tableau 6.1 : Section des armatures des poutres principales en travée

Niv	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{min} CNF	A_{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	91.27	0.121	SSA	0.935	6.678	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
6	90.36	0.120	SSA	0.936	6.607	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
5	84.03	0.112	SSA	0.941	6.113	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
4	79.56	0.106	SSA	0.944	5.767	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
3	73.01	0.097	SSA	0.949	5.265	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
2	64.226	0.085	SSA	0.955	4.600	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
1	54.4	0.072	SSA	0.962	3.867	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
RDC	46.37	0.062	SSA	0.968	3.277	1.63	7.87	6T16+3T12	15.45
Entre sol	33.4	0.035	SSA	0.982	2.327	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Entre sol	15.52	0.016	SSA	0.992	1.071	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Sous Sol	20.48	0.022	SSA	0.989	1.417	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Sous Sol	20.48	0.022	SSA	0.989	1.417	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5

b. Armatures aux appuis

Tableau 6.2 : Section des armatures des poutres principales aux appuis

Niv	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{\min} CNF	A_{\min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	227.27	0.302	SSA	0.814	14.846	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
6	200.7	0.267	SSA	0.841	12.690	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
5	200.7	0.267	SSA	0.881	15.393	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
4	198.96	0.265	SSA	0.87	15.452	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
3	198.96	0.265	SSA	0.866	15.523	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
2	198.95	0.265	SSA	0.855	15.722	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
1	195.5	0.260	SSA	0.83	15.915	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
RDC	195.5	0.260	SSA	0.833	15.858	1.63	7.87	6T16+3T14	16.68
Entre sol	49.384	0.052	SSA	0.852	3.916	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Entre sol	49.384	0.052	SSA	0.852	3.916	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Sous Sol	49.384	0.052	SSA	0.852	3.916	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5
Sous Sol	49.384	0.052	SSA	0.852	3.916	1.81	8.75	6T14+2T12	11.5

2) Ferrailage des poutres secondaires

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

a. Armatures en travées

Tableau 6.3 : Section des armatures des poutres secondaires en travée

Niv	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{\min} CNF	A_{\min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	27.98	0.058	SSA	0.993	2.201	1.21	5	6T12	8.03
6	27.98	0.058	SSA	0.984	2.221	1.21	5	6T12	8.03
5	27.98	0.058	SSA	0.982	2.226	1.21	5	6T12	8.03
4	26.58	0.055	SSA	0.98	2.119	1.21	5	6T12	8.03
3	26.58	0.055	SSA	0.979	2.121	1.21	5	6T12	8.03
2	26.58	0.055	SSA	0.984	2.110	1.21	5	6T12	8.03
1	25.89	0.053	SSA	0.987	2.049	1.21	5	6T12	8.03
RDC	25.89	0.053	SSA	0.986	2.051	1.21	5	6T12	8.03
Entre sol	13.46	0.028	SSA	0.984	1.069	1.21	5	6T12	12.05
Entre sol	13.11	0.027	SSA	0.986	1.039	1.21	5	6T12	12.05
Sous Sol	13.11	0.027	SSA	0.99	1.035	1.21	5	6T12	12.05
Sous Sol	13.11	0.027	SSA	0.989	1.036	1.21	5	6T12	12.05

b. Armatures aux appuis

Tableau 6.4 : Section des armatures des poutres secondaires aux appuis

Niv	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s calculé	A _{min} CNF	A _{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
7	31.57	0.087	SSA	0.952	2.591	1.21	3.75	6T12	8.03
6	30.36	0.084	SSA	0.934	2.539	1.21	3.75	6T12	8.03
5	29.86	0.082	SSA	0.915	2.550	1.21	3.75	6T12	8.03
4	29.6	0.081	SSA	0.9	2.569	1.21	3.75	6T12	8.03
3	28.25	0.078	SSA	0.907	2.433	1.21	3.75	6T12	8.03
2	26.3	0.072	SSA	0.917	2.241	1.21	3.75	6T12	8.03
1	24.36	0.067	SSA	0.91	2.091	1.21	3.75	6T12	8.03
RDC	22.01	0.032	SSA	0.852	2.018	1.21	3.75	6T12	8.03
Entre sol	11.07	0.016	SSA	0.786	1.100	1.21	7.87	6T12	12.05
Entre sol	11.01	0.016	SSA	0.761	1.130	1.21	7.87	6T12	12.05
Sous Sol	12.218	0.018	SDA	0.732	1.304	1.21	7.87	6T12	12.05
Sous Sol	18.47	0.027	SDA	0.732	1.971	1.21	7.87	6T12	12.05

6.2.3. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité

Selon l'article A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99, $A_{min,calculés} < A_s$.

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \dots\dots(6.55)$$

- Sous sols et entre sols

Poutres principales (30*50) : $A_{min} = 1.81 \text{cm}^2$

Poutre secondaires (25*40) : $A_{min} = 1.21 \text{cm}^2$

- RDC et étages courants

Poutres principales (30*45) : $A_{min} = 1.63 \text{cm}^2$

Poutre secondaires (25*40) : $A_{min} = 1.21 \text{cm}^2$

$A_{min,calculés} < A_s$, donc la condition est vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant (BAE91 ; Art A.5.1.21)

Selon l'article A.5.1.21 du BAEL91, modifié 99 :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \dots \dots (6.56)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5MPa \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

– Pour les poutres longitudinales

$$T_u^{max} = 444.22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{444.22 \times 1000}{300 \times 470} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 3.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$, donc la condition est vérifiée.

– Pour les poutres transversales

$$T_u^{max} = 203.67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{203.67 \times 1000}{250 \times 370} = 2.20 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$, donc la condition est vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

Selon l'article A.5.1.32 du BAEL91, modifié 99 :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots (6.57)$$

– Pour les poutres longitudinales

$T_u = 444.22 \text{ kN} < \bar{T}_u = 846 \text{ kN}$, la condition est vérifiée.

– Pour les poutres transversales

$T_u = 203.67 \text{ kN} < \bar{T}_u = 550 \text{ kN}$, la condition est vérifiée

d. Influence de l'effort T_u sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \dots \dots (6.58)$$

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales : $V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 444.22 - \frac{258.63}{0.9 \times 0.47} = -166.56 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 203.67 - \frac{131.58}{0.9 \times 0.37} = -191.48 < 0$

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence aux appuis

Selon l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \dots\dots(6.59)$$

avec

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres,

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

– Pour les poutres longitudinales

$$\tau_{se} = \frac{444.22 \times 1000}{0.9 \times 376.8 \times 470} = 2.78 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

– Pour les poutres transversales :

$$\tau_{se} = \frac{203.67 \times 1000}{0.9 \times 301.44 \times 370} = 2.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

f. Calcul de la longueur de scellement des barres

Selon l'article A.6.1.23 du BAEL91, modifié 99 :

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\overline{\tau_s}} \varnothing$$

$$\text{Pour } \varnothing = 2.0 \text{ cm, } L_s = 35.27 \times 2.0 = 70.54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1.6 \text{ cm, } L_s = 35.27 \times 1.6 = 56.44 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à $0.4L_s$ pour les barres à haute adhérence (Art A6.1.21, BAEL91)

$$\text{Pour } \varnothing = 2.0 \text{ cm, } L_c = 0.4 \times 70.54 = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \varnothing = 1.6 \text{ cm, } L_c = 0.4 \times 56.44 = 22.58 \text{ cm}$$

6.2.4. Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots\dots(6.60)$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \dots\dots(6.61)$$

$$\text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \dots\dots(6.62)$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

1) Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

Aux appuis

Tableau 6.5 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis

Niveau	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [Mpa]	obs
7	66.59	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	303.469	4.726	15	vérifiée
6	65.9	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	300.325	4.677	15	vérifiée
5	61.27	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	279.224	4.349	15	vérifiée
4	57.98	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	264.231	4.115	15	vérifiée
3	53.13	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	242.128	3.771	15	vérifiée
2	46.7	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	212.825	3.315	15	vérifiée
1	39.6	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	180.468	2.811	15	vérifiée
RDC	33.9	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	154.492	2.406	15	vérifiée
Entre sol	8.48	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	38.646	0.602	15	vérifiée
Entre sol	7.7	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	35.091	0.547	15	vérifiée
sous sol	8.9	6.77	0.732	0.876	0.372	0.016	40.560	0.632	15	vérifiée
sous sol	13.45	12.05	1.303	0.842	0.46	0.017	35.828	0.593	15	vérifiée

En travée

Tableau 6.6 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travée

Niveau	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
7	20.72	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	94.427	3.729	15	vérifiée
6	20.72	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	94.427	3.729	15	vérifiée
5	20.72	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	94.427	3.729	15	vérifiée
4	19.69	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	89.733	3.544	15	vérifiée
3	19.69	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	89.733	3.544	15	vérifiée
2	19.69	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	89.733	3.544	15	vérifiée
1	19.18	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	87.409	3.452	15	vérifiée
RDC	19.18	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	87.409	3.452	15	vérifiée
Entre sol	9.976	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	45.463	1.795	15	vérifiée
Entre sol	9.7	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	44.206	1.746	15	vérifiée
sous sol	9.7	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	44.206	1.746	15	vérifiée
sous sol	9.7	6.77	0.732	0.876	0.372	0.039	44.206	1.746	15	vérifiée

2) Vérification du ferrailage des poutres principales

Aux appuis

Tableau 6.7 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis

Niveau	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	K	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
7	22.88	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	38.605	2.210	15	vérifiée
6	22	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	37.120	2.125	15	vérifiée
5	21.64	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	36.512	2.090	15	vérifiée
4	21.45	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	36.192	2.072	15	vérifiée
3	20.46	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	34.522	1.976	15	vérifiée
2	19.04	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	32.126	1.839	15	vérifiée
1	17.64	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	29.763	1.704	15	vérifiée
RDC	16.014	16.68	1.324	0.846	0.462	0.057	27.020	1.547	15	vérifiée
Entre sol	54.35	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	115.448	4.859	15	vérifiée
Entre sol	11.1	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	23.578	0.992	15	vérifiée
sous sol	15.15	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	32.181	1.354	15	vérifiée
sous sol	16.79	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	35.665	1.501	15	vérifiée

En travée

Tableau 6.8 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travée

Niveau	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	α ₁	K	σ _s [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	σ _{bc} [Mpa]	obs
7	144.45	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	261.891	14.285	15	vérifiée
6	143.8	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	260.713	14.221	15	vérifiée
5	143.5	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	260.169	14.191	15	vérifiée
4	143.235	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	259.688	14.165	15	vérifiée
3	144.235	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	261.501	14.264	15	vérifiée
2	144.235	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	261.501	14.264	15	vérifiée
1	141.716	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	256.934	14.015	15	vérifiée
RDC	141.716	15.45	1.226	0.85	0.45	0.055	256.934	14.015	15	vérifiée
Entre sol	37.611	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	79.892	3.362	15	vérifiée
Entre sol	36.58	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	77.702	3.270	15	vérifiée
sous sol	36.58	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	77.702	3.270	15	vérifiée
sous sol	36.58	11.5	0.816	0.871	0.387	0.042	77.702	3.270	15	vérifiée

c. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

D'après les règles du BAEL91 modifié99, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots (6.63)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots (6.64)$$

$$- \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots (6.65)$$

A : Armatures adoptée en travée.

f_e: Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t: Moment max à l'ELS.

M₀ : Moment max isostatique ($\frac{ql^2}{8}$).

Nous allons vérifier ces conditions avec la poutre principale (30x50) :

$$q_s = G+Q = 7.65+4 = 11.65 \text{ kN.}$$

$$M_0 = \frac{11.65 \times 4.3}{8} = 26.92 \text{ kN.m}$$

- $\frac{50}{590} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.062$,(Condition vérifiée)
- $0.062 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{144.45}{10 \times 26.92} = 0.536$, (Condition non vérifiée)
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{12.05}{30 \times 50} = 0.0083 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$, (Condition vérifiée).

La deuxième condition n'étant pas vérifiée, nous allons devoir vérifier la flèche comme suit :

Evaluation de la flèche selon (BAEL91 ; Art B.6.5.3)

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \dots\dots (6.66)$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} \dots\dots (6.67)$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \dots\dots (6.68)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \rho} \dots\dots (6.69)$$

avec

L : portée libre de la poutre,

M_s : moments de service maximal,

I_{fv} : moment d'inertie fictif,

E_v : module de déformation longitudinal différé du béton.

$$E_v = 11000 f_{cj}^{1/3} = 11000 \times (25)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \dots\dots (6.70)$$

ρ : rapport des aciers tendus à celui de la section utile

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \dots\dots (6.71)$$

σ_s : contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \dots\dots (6.72)$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont résumés dans les tableaux suivants :

– Pour le sens longitudinal :

Tableau 6.9 : Vérification de la flèche au sens longitudinal

Niveau	Ms (kN.m)	L (mm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Obs
7	166.45	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	321.417	0.997	227812.5	248602.601	7.25	11.8	vérifiée
6	145.12	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	319.970	0.997	358199.5	390888.722	4.02	11.8	vérifiée
5	145.5	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	319.303	0.997	358199.5	390888.742	4.03	11.8	vérifiée
4	144.235	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	318.713	0.997	358199.5	390888.759	3.99	11.8	vérifiée
3	144.235	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	320.938	0.997	358199.5	390888.694	3.99	11.8	vérifiée
2	144.235	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	320.938	0.997	358199.5	390888.694	3.99	11.8	vérifiée
1	141.716	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	315.333	0.997	358199.5	390888.860	3.92	11.8	vérifiée
RDC	141.716	5900	32164.2	45	15.45	0.9563	0.00803333	315.333	0.997	358199.5	390888.860	3.92	11.8	vérifiée
Entre sol	37.611	7750	32164.2	50	11.5	1.3369	0.01122979	47.807	0.985	478463	520547.015	1.35	15.5	vérifiée
Entre sol	36.58	7750	32164.2	50	11.5	1.3369	0.01122979	46.497	0.985	478463	520549.319	1.31	15.5	vérifiée
sous sol	36.58	7750	32164.2	50	11.5	1.3369	0.01122979	46.497	0.985	478463	520549.319	1.31	15.5	vérifiée
sous sol	36.58	7750	32164.2	50	11.5	1.3369	0.01122979	46.497	0.985	478463	520549.319	1.31	15.5	vérifiée

– Pour le sens transversal :

Tableau 6.9 : Vérification de la flèche au sens transversal

Niveau	Ms (kN.m)	L (mm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λv	σs (Mpa)	μ	I ₀ (cm ⁴)	Ifv (cm ⁴)	f (mm)	f̄ (mm)	Obs
7	20.72	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	258.209	0.9997	133333.33	133357.692	1.21	10	vérifiée
6	20.72	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	255.534	0.9997	133333.33	133357.730	1.21	10	vérifiée
5	20.72	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	237.581	0.9997	133333.33	133358.007	1.21	10	vérifiée
4	19.69	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	224.823	0.9997	133333.33	133358.230	1.15	10	vérifiée
3	19.69	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	206.017	0.9996	133333.33	133358.610	1.15	10	vérifiée
2	19.69	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	181.084	0.9996	133333.33	133359.235	1.15	10	vérifiée
1	19.18	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	153.553	0.9995	133333.33	133360.161	1.12	10	vérifiée
RDC	19.18	5000	32164.2	40	8.03	11.8844	0.09982896	131.451	0.9994	133333.33	133361.185	1.12	10	vérifiée
Entre sol	9.976	5900	32164.2	40	12.05	17.8340	0.1498056	22.589	0.9977	133333.33	127595.659	0.85	11.8	vérifiée
Entre sol	9.7	5900	32164.2	40	12.05	17.8340	0.1498056	20.511	0.9975	133333.33	127599.490	0.82	11.8	vérifiée
sous sol	9.7	5900	32164.2	40	12.05	17.8340	0.1498056	23.708	0.9978	133333.33	127593.874	0.82	11.8	vérifiée
sous sol	9.7	5900	32164.2	40	12.05	17.8340	0.1498056	35.828	0.9986	133333.33	127581.676	0.82	11.8	vérifiée

Les figures qui suivent, représentent les coupes des poutres avec les sections d'armatures adoptées :

- Poutres Principales

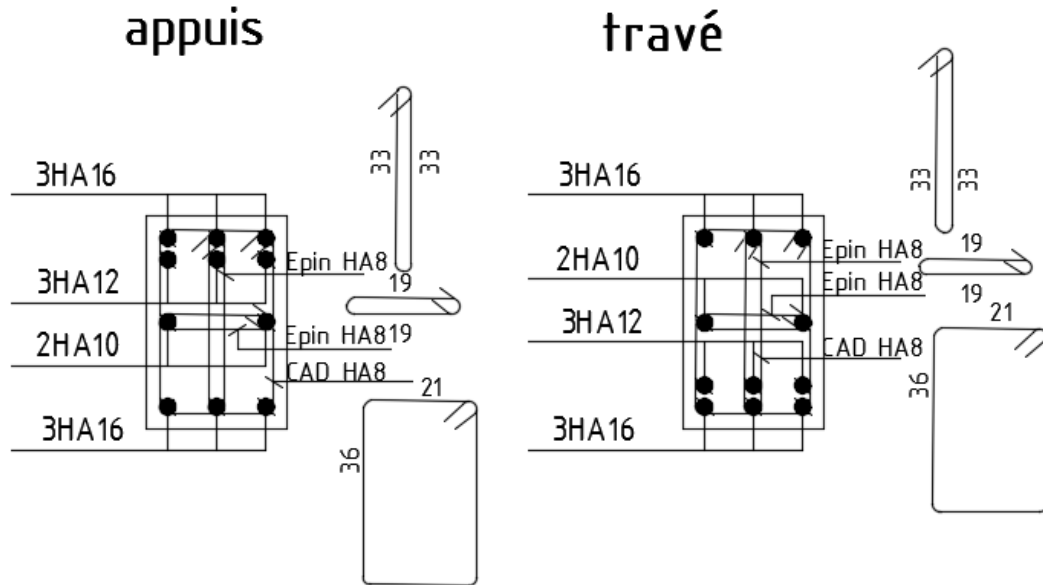


Figure 6.11 : Ferraillage de la poutre principale (30x45)

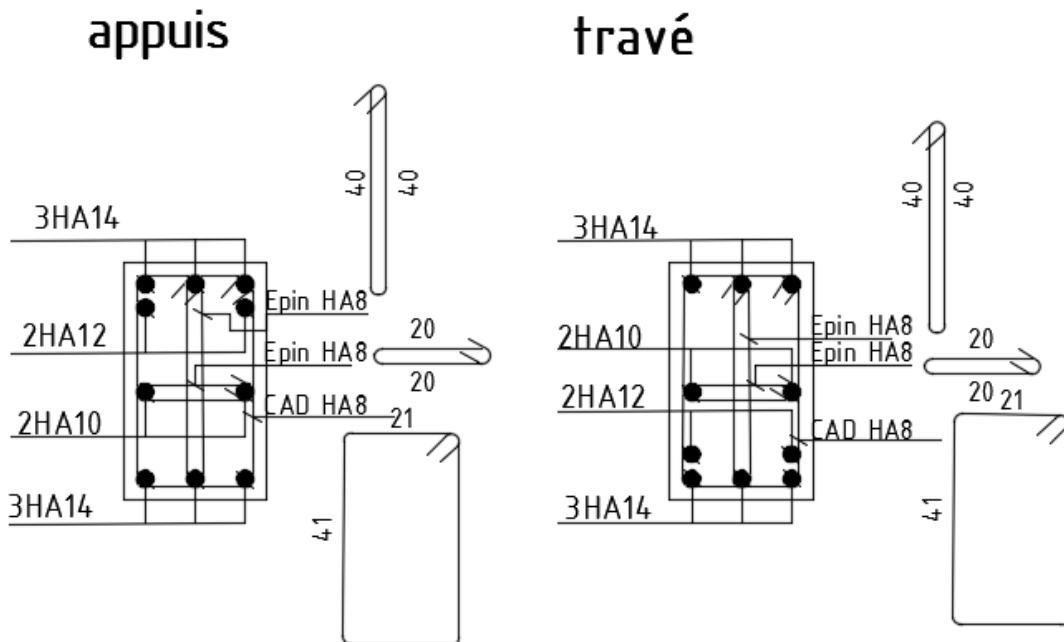


Figure 6.12 : Ferraillage de la poutre principale (30x50)

- Poutres secondaires

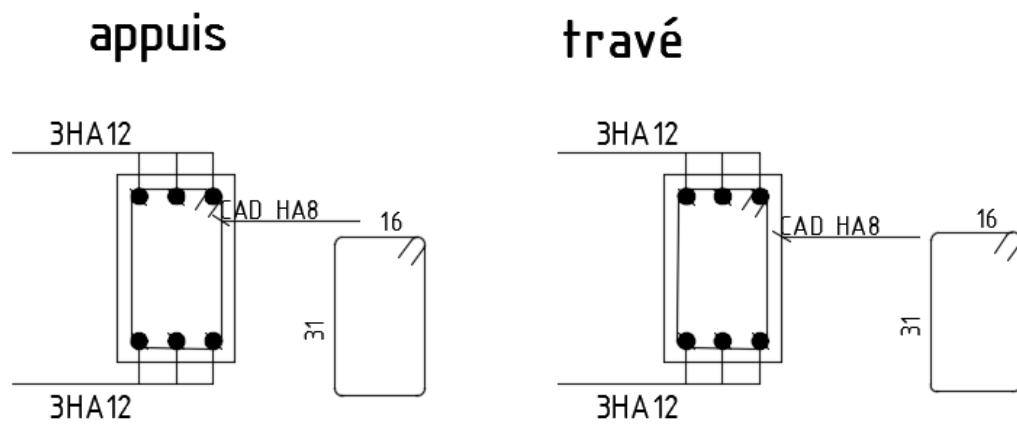


Figure 6.13 : Ferraillage de la poutre secondaire (25x40)

6.3. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé d'armatures verticales, horizontales et d'armatures transversales.

Pour se faire, nous allons décomposer notre structure en 4 zones :

- Zone I : sous-sols (1 et 2), entre sol 1.
- Zone II : Entre sol 2, RDC , et 1^{er} étage.
- Zone III : 2^{ème} , 3^{ème} et 4^{ème} étage.
- Zone IV : 5^{ème} , 6^{ème} et 7^{ème} étage.

6.3.1. Combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

1. Selon le RPA99 modifié 2003

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

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

6.3.2. Etude des trumeaux

1) Calcul des contraintes

Pour calculer et ferrailer les trumeaux nous allons utiliser la méthode de RDM, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul des contraintes maximum et minimum sera fait grâce aux formules (6.73) et (6.74).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \dots \dots (6.73)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \dots \dots (6.74)$$

avec

B : section du voile,

$$B = e \times L \dots \dots (6.75)$$

I : inertie du voile,

N : effort normal du voile,

V et V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Les valeurs de N et M les plus défavorables seront relevées directement du fichier résultats donné par le logiciel ETABS.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la formule du (RPA 99, Art 7.7.4):

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots\dots (6.76)$$

avec

h_e : hauteur d'étage,

L_c : longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L \dots\dots (6.77)$$

L_t : longueur de la zone tendue,

$$L_t = L - L_c \dots\dots (6.78)$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \dots\dots (6.79)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \dots\dots (6.80)$$

e : épaisseur du voile.

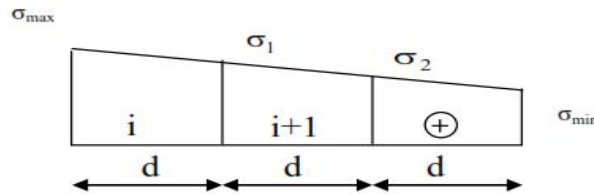


Figure 6.14 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_t = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times L \times e \dots\dots (6.81)$$

L : longueur du voile.

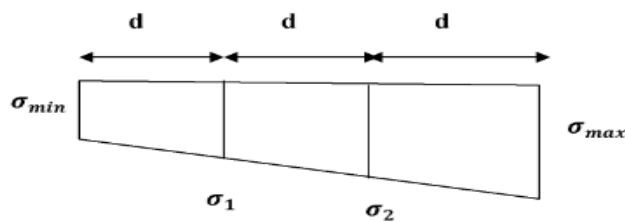


Figure 6.15 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

- **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e \dots\dots(6.82)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e \dots\dots(6.83)$$

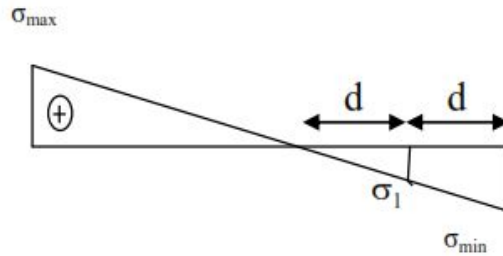


Figure 6.16 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

2) Calcul des armatures

a. Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}} \dots\dots (6.84)$$

B : Section du tronçon considéré,

$$B = d \times e, \dots\dots(6.85)$$

f_{bc} : contrainte ultime à la compression du béton égale à 14.2 MPa,

σ_s : contrainte de l'acier :

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa et $f_{bc} = 18.48$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa et $f_{bc} = 14.20$ MPa.

- **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s2}} \dots\dots(6.86)$$

avec

σ_{s2} : contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa.

b. Armatures horizontales

- Exigences du RPA99, modifié 2003 (Art 7.7.4.1):
 - Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
 - $A_H \geq 0.15\% B$.
 - Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.8.2.4) :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \dots \dots (6.87)$$

avec

B : section du béton,

A_v : section d'armatures verticales.

N.B : Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c. Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée**

D'après le BAEL91 (Art A.8.1.21)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots (6.88)$$

donc

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \dots \dots (6.89)$$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots (6.90)$$

- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 du BAEL91 modifié 99) :

Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

- Exigences du RPA99 modifié 2003 :

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.15 % dans la section du voile,
- 0.1 % en zone courante.

d. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après le RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles au mètre carré.

e. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule (6.91) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \dots\dots(6.91)$$

avec :

$$V = 1.4 \bar{V}_u \dots\dots(6.92)$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

La section d'armatures de coutures trouvées doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer l'effort de traction dus au moment du renversement.

f. Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4 HA10 (selon le RPA 99/version 2003).

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.

g. Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40 ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

h. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les voiles de la structure ont une épaisseur de 25 cm :

$$\Phi_{\max} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm.}$$

i. Espacement

Selon le RPA99 modifié2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min \{ 1.5 e; 30 \text{ cm} \}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

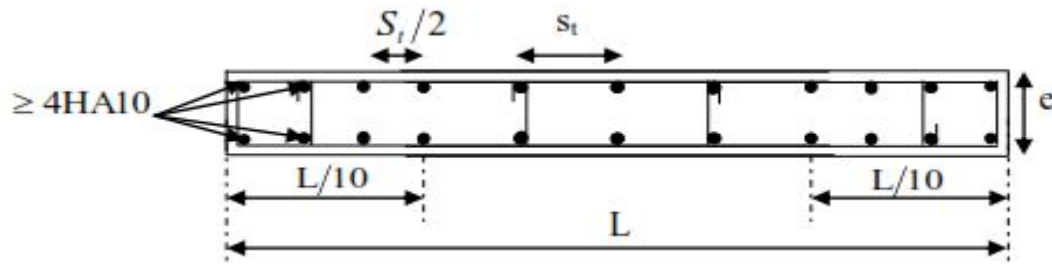


Figure 6.17 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

3) Vérifications

a. Vérification de la contrainte au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

- Selon le RPA 99/ version 2003 à :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_b \dots \dots (6.93)$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u \dots \dots (6.94)$$

Avec :

e : épaisseur du voile,

d : hauteur utile (d=0.9h),

h : hauteur total de la section brute.

- Selon le BAEL 91/modifiée99 à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

avec

b : épaisseur du voile.

b. Vérifications à L'ELS

Pour cette étape nous vérifions que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots (6.95)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

avec :

$$N_s = G + Q,$$

B : section du béton,

A = A_v : section d'armatures adoptées.

6.3.2.1. Exemple de calcul

1) Calcul des sollicitations

Nous prenons en considération le Voile VTB2 de la zone I (représenté dans le plan).

La combinaison G+Q+E nous donne les résultats suivants :

$$M_{\max} = 3118.983 \text{ kN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -1425.4 \text{ kN}$$

$$N_s = -2273.88 \text{ kN}$$

$$V_u = -180.03 \text{ kN}$$

avec:

$$L = 5.2 \text{ m}, e = 0.25 \text{ m}, h_e = 4.9 \text{ m}, B = 1.3 \text{ m}^2, I = 0.16 \text{ m}^4, V = V' = 1.3 \text{ m}.$$

Nous obtenons alors :

$$\sigma_{\max} = 1671.87 \text{ kN/m}^2 \text{ et } \sigma_{\min} = -3864.79 \text{ kN/m}^2.$$

Le voile est partiellement comprimé.

➤ Calcul de L_c et L_t

$$L_c = \frac{1671.87}{1671.87 + 3864.79} \times 5.2 = 1.57 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 5.2 - 1.57 = 3.63 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{490}{2}; \frac{2 \times 1.57}{3} \right\} = \min (2.45 ; 1.046)$$

$$d = 1.046 \text{ m}$$

➤ Calcul de N_1 et de N_2

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \times (L_t - d) = \frac{3864.79 \times 1.815}{3.63} = 1932.395 \text{ kN / m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3864.79 + 1932.395}{2} \times 1.815 \times 0.25 = 1315.16 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1932.395}{2} \times 1.815 \times 0.25 = 438.387 \text{ kN}$$

2) Calcul des armatures

a. Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1315.16}{400} \times 10 = 32.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{438.387}{400} \times 10 = 10.96 \text{ cm}^2$$

b. Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 180.03 \times 10}{400} = 6.93 \text{ cm}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 34.61 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 12.69 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0.2\% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right\}$$

avec :

$$B = L \times e = 520 \times 25 = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max (26; 23.82) = 23.82 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage comme suit :

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

➤ Bande 1

$$12\text{HA}14 = 36.96 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$\text{Avec } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Bande 2

$$8\text{HA}12 = 18.06 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

$$\text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

d. Armatures horizontales

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{36.96}{4} = 9.24 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = \max \{9.24; 0.195\} = 9.24 \text{ cm}^2$$

soit :

$$18\text{HA}10 = 14.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

avec

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

e. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Soit : 4 épingles de HA8 par m².

3) Vérifications**a. Vérification des contraintes de cisaillement**

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.2.2)

$$\tau_b = \frac{1.4 \times \bar{V}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 180.03 \times 10}{25 \times 0.9 \times 520} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.215 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Selon le BAEL modifié99 (Art 5.1.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{180.03 \times 10}{25 \times 0.9 \times 460} = 0.154 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} = \frac{2273.88 \times 10^3}{1.3 \times 10^6 + 15 * 64.28 \times 10^2} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.6 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Le résultat des ferrailages des voiles est donné dans les tableaux qui suivent :

Tableau 6.10 : Ferrailage du Voile VTA2

	Zones		Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		5.15
	e (m)		0.25
	B (m)		1.2875
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		3285.54
	σ_{min} [KN/m ²]		-5102.44
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)		148.96
	L _t (m)		3.13
	L _c (m)		2.02
	d (m)		1.566
	σ_1 [KN/m ²]		2551.220
	N (kN)	N ₁	1498.57
		N ₂	499.523
	A _v (cm ²)	A _{v1}	37.46
		A _{v2}	12.49
	A _{vi} (cm ²)		5.73
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	38.90
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	13.92
	A _{min} (cm ²)		20.56
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	40.18
Bande 2		22.6	
Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*10HA16
		Bande 2	2*10HA12
	S _t (cm)	Bande1	15cm
		Bande 2	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		11.75
	A _H /Nappe (cm ²)		10.05
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10
ep =25cm		(A=14.13cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epHA8
	contrainte	τ_u (MPa)	0.129
		τ_b (MPa)	0.180
	ELS	N _s (kN)	2259.67
σ_b (MPa)		1.6E+00	

Tableau 6.11 : Ferraillage du Voile VTC3

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.4	3.4	3.4	3.4	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.85	0.85	0.85	0.85	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1720.25	2733.62	1127.7	587.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-2914.32	-3472.64	-2099.39	-1371.53	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	218.66	482.82	356.79	180.03	
	L _t (m)	2.14	1.90	2.21	2.38	
	L _c (m)	1.26	1.50	1.19	1.02	
	d (m)	1.069	0.951	1.106	1.190	
	σ_1 [KN/m ²]	1457.160	1736.320	1049.695	685.765	
	N (kN)	N ₁	584.14	619.36	435.34	306.05
		N ₂	194.713	206.452	145.112	102.018
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14.60	15.48	10.88	7.65
		A _{v2}	4.87	5.16	3.63	2.55
	A _{vj} (cm ²)		8.42	18.59	13.74	6.93
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16.71	20.13	14.32	9.38
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.97	9.81	7.06	4.28
	A _{min} (cm ²)		14.03	12.48	14.52	15.62
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20.32	20.32	18.06	18.06
Bonde 2		18.06	18.06	18.06	18.06	
Ferraillage	Choix des barres	Bonde1	2*9HA12	2*9HA12	2*8HA12	2*8HA12
		Bonde 2	2*10HA12	2*10HA12	2*8HA12	2*8HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		8.02	7.13	8.29	8.93
	A _H /nappe (cm ²)		5.08	5.08	4.52	4.52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10	18HA10	11HA12	11HA12
ep =25cm		(A=14.13cm ²)	(A=14.13cm ²)	(A=12.43cm ²)	(A=12.43cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.286	0.631	0.466	0.235
		τ_b (MPa)	0.400	0.884	0.653	0.329
	ELS	N _s (kN)	-1844.71	-1473.32	-1110.74	-1844.64
σ_b (MPa)		-2.0E+00	-1.6E+00	-1.2E+00	-2.0E+00	

Tableau 6.12 : Ferrailage du Voile VTD4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5	1.5		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.375	0.375	0.375	0.375		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1547.19	3168.02	1995.5	1742.73		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3713.43	-4028.55	-2375.45	-3063.64		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	205.14	228.58	662.75	331.95		
	L _t (m)	1.06	0.84	0.82	0.96		
	L _c (m)	0.44	0.66	0.68	0.54		
	d (m)	0.529	0.420	0.408	0.478		
	σ_1 [KN/m ²]	1856.715	2014.275	1187.725	1531.820		
	N (kN)	N ₁	368.62	317.13	181.54	274.61	
		N ₂	122.873	105.709	60.514	91.538	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.22	7.93	4.54	6.87	
		A _{v2}	3.07	2.64	1.51	2.29	
	A _{vj} (cm ²)		7.90	8.80	25.52	12.78	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	11.19	10.13	10.92	10.06	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.05	4.84	7.89	5.48	
	A _{min} (cm ²)		6.95	5.51	5.35	6.27	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	11.3	11.3	9.02	9.02	
		Bande 2	9.02	9.02	9.02	9.02	
	Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*5HA12	2*5HA12	2*4HA12	2*4HA12
			Bande 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.97	3.15	3.06	3.59		
A _H /Nappe (cm ²)		2.83	2.83	2.26	2.26		
Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10	18HA10	11HA12	11HA12		
ep =25cm		(A=14.13cm ²)	(A=14.13cm ²)	(A=12.43cm ²)	(A=12.43cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.608	0.677	1.964	0.984	
		τ_b (MPa)	0.851	0.948	2.749	1.377	
	ELS	N _s (kN)	347.34	633.09	662.75	1040.25	
σ_b (MPa)		8.6E-01	1.6E+00	1.6E+00	2.6E+00		

Tableau 6.13 : Ferrailage du Voile VTE1

	Zones		Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.25
	e (m)		0.25
	B (m)		0.3125
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		43.43
	σ_{min} [KN/m ²]		-2611.49
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)		50.77
	L _t (m)		1.23
	L _c (m)		0.02
	d (m)		0.615
	σ_1 [KN/m ²]		1305.745
	N (kN)	N ₁	301.03
		N ₂	100.343
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.53
		A _{v2}	2.51
	A _{vi} (cm ²)		1.95
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	8.01
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	3.00
	A _{min} (cm ²)		8.07
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	13.54
Bande 2		13.54	
Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*6HA12
		Bande 2	2*6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm
		Bande 2	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.61
	A _H /Nappe (cm ²)		3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10
	ep =25cm		(A=14.13cm ²)
Armature transversal		4epHA8	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.181
		τ_b (MPa)	0.253
	ELS	N _s (kN)	474.2
		σ_b (MPa)	1.3E+00

Tableau 6.14 : Ferraillage du Voile VLA2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.25	3.25	3.25	3.25	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.8125	0.8125	0.8125	0.8125	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2468.24	3608.16	1100.04	950.47	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4456.94	-4986.69	-2033.19	-1610.36	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	76.45	113.83	472.6	105.34	
	L_t (m)	2.09	1.89	2.11	2.04	
	L_c (m)	1.16	1.36	1.14	1.21	
	d (m)	1.046	0.943	1.054	1.022	
	σ_1 [KN/m ²]	2228.470	2493.345	1016.595	805.180	
	N (kN)	N ₁	873.97	881.54	401.99	308.55
		N ₂	291.324	293.846	133.998	102.849
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21.85	22.04	10.05	7.71
		A _{v2}	7.28	7.35	3.35	2.57
	A _{vj} (cm ²)		2.94	4.38	18.20	4.06
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	22.59	23.13	14.60	8.73
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8.02	8.44	7.90	3.59
	A _{min} (cm ²)		13.73	12.37	13.84	13.41
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24.64	24.64	15.8	15.8
		Bande 2	15.8	15.8	15.8	15.8
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA14
		Bande 2	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10m	10m	10m
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7.84	7.07	7.91	7.66
	A _H /Nappe (cm ²)		6.16	6.16	3.95	3.95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10	18HA10	11HA12	11HA12
ep =25cm		(A=14.13cm ²)	(A=14.13cm ²)	(A=12.43cm ²)	(A=12.43cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.105	0.156	0.646	0.144
		τ_b (MPa)	0.146	0.218	0.905	0.202
	ELS	N _s (kN)	646.21	1326.19	2096.56	1474.51
σ_b (MPa)		7.4E-01	1.5E+00	2.4E+00	1.7E+00	

Tableau 6.15 : Ferraillage du Voile VLB2

	Zones		Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		7.25
	e (m)		0.25
	B (m)		1.8125
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		1587.04
	σ_{min} [KN/m ²]		-4053.05
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)		54.93
	L _t (m)		5.21
	L _c (m)		2.04
	d (m)		2.605
	σ_1 [KN/m ²]		2026.525
	N (kN)	N ₁	1979.64
		N ₂	659.881
	A _v (cm ²)	A _{v1}	49.49
		A _{v2}	16.50
	A _{vj} (cm ²)		2.11
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	50.02
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	17.03
	A _{min} (cm ²)		34.19
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	68.32
Bande 2		22.6	
Ferraillage	Choix des barres	Bande1	2*17HA16
		Bande 2	2*10HA12
	S _t (cm)	Bande1	15cm
		Bande 2	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		19.54
	A _H /Nappe (cm ²)		17.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA12
ep =25cm		(A=20.33cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epHA8
	contrainte	τ_u (MPa)	0.034
		τ_b (MPa)	0.047
	ELS	N _s (kN)	1458.64
σ_b (MPa)		7.5E-01	

Tableau 6.16 : Ferrailage du Voile VLC2

	Zones		Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		7.75
	e (m)		0.25
	B (m)		1.9375
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		2396.58
	σ_{\min} [KN/m ²]		-2943.5
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)		38.78
	L _t (m)		4.27
	L _c (m)		3.48
	d (m)		2.136
	σ_1 [KN/m ²]		1471.750
	N (kN)	N ₁	1178.84
		N ₂	392.945
	A _v (cm ²)	A _{v1}	29.47
		A _{v2}	9.82
	A _{vi} (cm ²)		1.49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	29.84
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10.20
	A _{min} (cm ²)		28.03
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30.8
Bande 2		29.36	
Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*10HA14
		Bande 2	2*13HA12
	S _t (cm)	Bande1	20m
		Bande 2	25cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		16.02
	A _H /Nappe (cm ²)		7.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA12
ep =25cm		(A=20.33cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4epHA8
	contrainte	τ_u (MPa)	0.022
		τ_b (MPa)	0.031
	ELS	N _s (kN)	1521.84
σ_b (MPa)		7.5E-01	

Tableau 6.17 : Ferrailage du Voile VLD3

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.36	2.36	2.36	2.36		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.59	0.59	0.59	0.59		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3219.41	3138.83	3220.22	3785.96		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4325.62	-4381.24	-3926.63	-3982.73		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	310.95	346.28	300.05	173.58		
	L_t (m)	1.35	1.37	1.30	1.21		
	L_c (m)	1.01	0.99	1.06	1.15		
	d (m)	0.677	0.687	0.648	0.605		
	σ_1 [KN/m ²]	2162.810	2190.620	1963.315	1991.365		
	N (kN)	N ₁	548.68	564.75	477.32	451.75	
		N ₂	182.893	188.250	159.106	150.583	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.72	14.12	11.93	11.29	
		A _{v2}	4.57	4.71	3.98	3.76	
	A _{vj} (cm ²)		11.97	13.33	11.55	6.68	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	16.71	17.45	14.82	12.96	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.57	8.04	6.87	5.44	
	A _{min} (cm ²)		8.88	9.02	8.51	7.94	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	18.48	18.48	18.48	18.48	
		Bande 2	15.8	15.8	15.8	15.8	
	Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14	2*6HA14
			Bande 2	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA12
S _t (cm)		Bande1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bande 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5.07	5.16	4.86	4.54		
A _H /Nappe (cm ²)		4.62	4.62	4.62	4.62		
Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA10	18HA10	11HA10	11HA10		
ep =25cm		(A=14.13cm ²)	(A=14.13cm ²)	(A=8.63cm ²)	(A=8.63cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.586	0.652	0.565	0.327	
		τ_b (MPa)	0.820	0.913	0.791	0.458	
	ELS	N _s (kN)	332.09	659.08	880.93	792.24	
σ_b (MPa)		5.2E-01	1.0E+00	1.4E+00	1.2E+00		

Tableau 6.18 : Ferrailage du Voile VLE1

Zones		zone I	zone II	Zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	7	7	7	7		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	1.75	1.75	1.75	1.75		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1144.13	493.59	431.75	2034.97		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2838.16	-1694.91	-610.27	-2618.22		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	739.86	931.45	640.87	353.58		
	L_t (m)	4.99	5.42	4.10	3.94		
	L_c (m)	2.01	1.58	2.90	3.06		
	d (m)	2.494	2.711	2.050	1.969		
	σ_1 [KN/m ²]	1419.080	847.455	305.135	1309.110		
	N (kN)	N ₁	1327.43	861.42	234.55	966.79	
		N ₂	442.475	287.141	78.184	322.262	
	A_v (cm ²)	A_{v1}	33.19	21.54	5.86	24.17	
		A_{v2}	11.06	7.18	1.95	8.06	
	A_{vj} (cm ²)		28.48	35.86	24.67	13.61	
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	40.31	30.50	12.03	27.57	
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	18.18	16.14	8.12	11.46	
	A_{\min} (cm ²)		32.74	35.58	26.90	25.85	
	A_v adopté (cm ²)	Bande1	49.28	49.28	29.36	29.36	
		Bande 2	24.86	24.86	33.9	33.9	
	Ferrailage	Choix des barres	Bande1	2*16HA14	2*16HA14	2*13HA12	2*13HA12
			Bande 2	2*11HA12	2*11HA12	2*15HA12	2*15HA12
S_t (cm)		Bande1	15 cm	15 cm	15 cm	15cm	
		Bande 2	20 cm	20m	20m	20m	
$A_{H\min}=0.0015*B$ (cm2)/bande		18.71	20.33	15.37	14.77		
$A_H /Nappe$ (cm ²)		12.32	12.32	7.34	7.34		
Choix des barres/nappe (cm ²)		18HA12	18HA12	11HA14	11HA14		
ep =25cm		(A=20.33cm ²)	(A=20.33cm ²)	(A=16.94cm ²)	(A=16.94cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.591	0.470	0.407	0.224	
		τ_b (MPa)	0.828	0.658	0.570	0.314	
	ELS	N_s (kN)	2195.19	3489.48	332.09	3291.46	
σ_b (MPa)		1.2E+00	1.9E+00	1.8E-01	1.8E+00		

6.3.3. Etude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux dans un voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

a. Vérification des contraintes limites de cisaillement

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \dots \dots (6.96)$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \dots \dots (6.97)$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}} \dots \dots (6.98)$$

Avec

b_0 : épaisseur du linteau,

d : hauteur utile ($d = 0.9h$),

h : hauteur de la section brute.

Tableau 6.19 : Vérification des contraintes limites de cisaillement

linteau	Zones	L (m)	h (m)	V_u (kN)	\bar{V} (kN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Vérification
L5-L6	I	/	/	/	/	/	/	/
	II	2.15	0.8	206.46	289.044	1.608	5	C.V
	III	2.15	0.8	153.26	214.26	1.19	5	C.V
	IV	2.15	0.8	162.19	212.46	1.26	5	C.V
L1-L2	I	2.30	0.8	49.25	68.95	0.38	5	C.V
	II	2.30	0.8	41.98	58.772	0.32	5	C.V
	III	2.30	0.8	42.63	59.68	0.33	5	C.V
	IV	2.30	0.8	56.35	78.89	0.44	5	C.V
L3-L4	I	2.20	0.8	295	413.44	2.29	5	C.V
	II	2.20	0.8	267	373.8	2.07	5	C.V
	III	2.20	0.8	162.8	212.46	1.26	5	C.V
	IV	2.20	0.8	159.3	223.8	1.24	5	C.V

6.3.3.1. Ferrailage des linteaux

➤ Premier cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \dots \dots (6.99)$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion A_l ,
- des aciers transversaux A_t ,
- des aciers en partie courante (de peau) A_c .

a. Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e} \dots \dots (6.100)$$

$$z = h - 2d \dots \dots (6.101)$$

Avec :

h : hauteur totale du linteau,

d : l'enrobage,

M : moment du à l'effort tranchant ($V=1.4 \times V_u$)

b. Aciers transversaux

Cas de linteaux longs :

$$\lambda_s = \frac{l}{h} > 1 \dots \dots (6.102)$$

Avec :

l : portée du linteau.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} \dots \dots (6.103)$$

Avec

S_t : espacement des cours d'armatures transversales,

A_t : section des cours d'armatures transversales.

Cas des linteaux courts :

$$\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1 \dots \dots (6.104)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V + A_t \times f_e} \dots \dots (6.105)$$

Avec

$$V = \min (V_1 ; V_2) \dots \dots (6.106)$$

$$V_2 = 2 V_{u,calcul} \dots \dots (6.107)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \dots \dots (6.108)$$

M_{ci} et M_{cj} sont les moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} , ils sont calculés comme suit :

$$M_c = A_l f_e z \dots \dots (6.109)$$

➤ Deuxième cas :

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \dots \dots (6.110)$$

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 ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule (6.111) :

$$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \dots \dots (6.111)$$

Avec

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d}{l} \dots \dots (6.112),$$

$V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration)

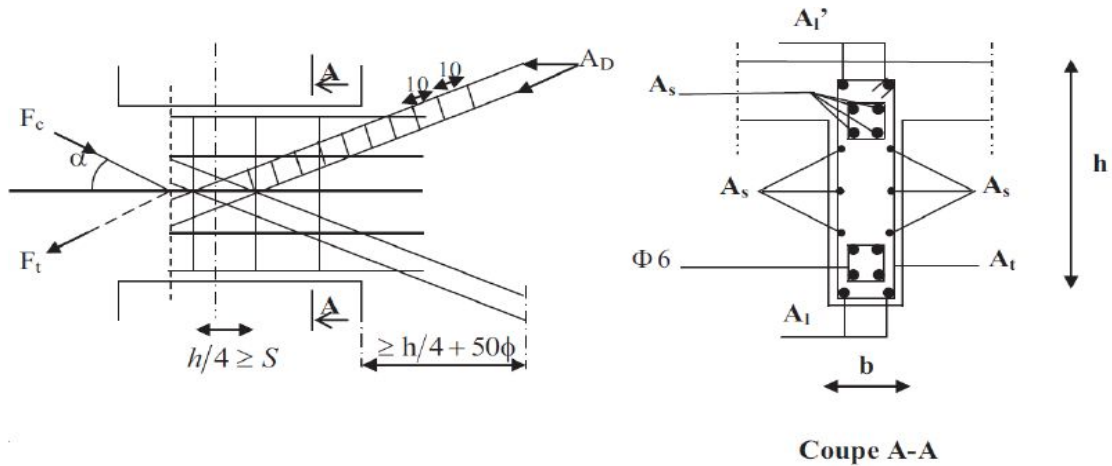


Figure 6.18 : Ferrailage d'un linteau.

Le ferrailage minimal est comme suit :

Armatures longitudinales :

$$(A_t, A_t') \geq 0.15\% \times b \times h \dots \dots (6.113)$$

Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \times b \times S_t \dots \dots (6.114) \text{ si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t > 0.25\% \times b \times S_t \dots \dots (6.115) \text{ si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

Armatures de peau:

$$A_c \geq 0.20\% \times b \times h \dots \dots (6.116)$$

Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \times b \times h \text{ si } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \text{ si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

6.3.3.2.Exemple de calcul

Les caractéristiques géométriques du linteau sont :

$h = 0.8 \text{ m}$, $l = 2.15 \text{ m}$, $e = 0.25 \text{ m}$.

$$\tau_b = \frac{206.45 \times 1.4 \times 10}{25 \times 0.9 \times 80} = 1.608 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.608 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$$

$$\text{et } \tau_b = 1.608 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte un ferrailage minimal.

Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \times 25 \times 80 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_l, A_l' = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$A_t > 0.25\% \times 25 \times 5 = 0.313 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2\text{T}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.2\% \times 25 \times 80 = 4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 6\text{HA}12 = 6.77 \text{ cm}^2$

Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \times 25 \times 80 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_D = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Premier cas

Calcul des armatures longitudinales :

Tableau 6.20 : Armatures longitudinales des linteaux

Linteau	Zone	V_u (kN)	M	$A_l - A_l'$ (cm ²)	Min $A_l - A_l'$ (cm ²)	A_l adoptée (cm ²)	Ferrailage
L5-L6	III	153.26	156.25	0.527871622	3	3.08	2HA14
	IV	151.76	155.548	0.5255	3	3.08	2HA14
L1-L2	I	49.25	49.24	0.166351351	3	3.08	2HA14
	II	41.98	40.16	0.135675676	3	3.08	2HA14
	III	42.63	40.6	0.137162162	3	3.08	2HA14
	IV	56.35	59.3	0.200337838	3	3.08	2HA14
L3-L4	III	162.8	170.87	0.577263514	3	3.08	2HA14
	IV	159.3	163.3	0.551689189	3	3.08	2HA14

Calcul des armatures transversales :

Tableau 6.21 : Armatures transversales des linteaux

Linteau	Zone	V_u	l/h	obs	S_t (cm)	A_t (cm ²)	Min A_t (cm ²)	A_t adoptée	Ferraillage
L5-L6	III	153.26	2.68>1	Linteau long	5	2.58	0.375	3.08	2HA14
	IV	151.76	2.68>1	Linteau long	5	2.56	0.375	3.08	2HA14
L1-L2	I	49.25	2.68>1	Linteau long	5	0.83	0.375	3.08	2HA14
	II	41.98	2.68>1	Linteau long	5	0.70	0.375	3.08	2HA14
	III	42.63	2.68>1	Linteau long	5	0.72	0.375	3.08	2HA14
	IV	56.35	2.68>1	Linteau long	5	0.95	0.375	3.08	2HA14
L3-L4	III	162.8	2.68>1	Linteau long	5	2.75	0.375	3.08	2HA14
	IV	159.3	2.68>1	Linteau long	5	2.69	0.375	3.08	2HA14

Calcul des armatures de peau :

Tableau 6.22 : Ferraillage des armatures de peau

Linteau	Zone	A_c (cm ²)	A_c adoptée	Ferraillage
L5-L6	III	4	6.77	6HA12
	IV	4	6.77	6HA12
L1-L2	I	4	6.77	6HA12
	II	4	6.77	6HA12
	III	4	6.77	6HA12
	IV	4	6.77	6HA12
L3-L4	III	4	6.77	6HA12
	IV	4	6.77	6HA12

Deuxième cas

Armatures longitudinales

Tableau 6.23 : Ferrailage des armatures longitudinales

Linteau	Zone	$A_1 - A_1'(\text{cm}^2)$	A_1 adoptée (cm^2)	Ferrailage
L5-L6	II	3	3.08	2HA14
L3-L4	I	3	3.08	2HA14
	II	3	3.08	2HA14

Armatures transversales :

Tableau 6.24 : Ferrailage des armatures transversales

Linteau	Zone	$A_t(\text{cm}^2)$	A_t adoptée(cm^2)	Ferrailage
L5-L6	II	0.313	3.08	2HA14
L3-L4	I	0.375	3.08	2HA14
	II	0.375	3.08	2HA14

Armatures diagonales :

Tableau 6.25 : Ferrailage des armatures diagonales

Linteau	Zone	V_u	α	A_d (cm^2)	τ_b	0.06 f_{c28}	A_d min	A_d adoptée	Ferrailage
L5-L6	II	206.46	16.69	0.89	1.608	1.5	3	6.16	4HA14
L3-L4	I	295.3	18.59	1.14	2.29	1.5	3	6.16	4HA14
	II	267	18.59	1.03	2.07	1.5	3	6.16	4HA14

Armatures de peau :

Tableau 6.26 : Ferrailage des armatures de peau

Linteau	Zone	A_c (cm^2)	A_c (cm^2)	Ferrailage
L5-L6	II	4	6.77	6HA12
L3-L4	I	4	6.77	6HA12
	II	4	6.77	6HA12

Chapitre 7

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- un effort normal : charge et surcharge verticale centrée,
- une force horizontale : résultante de l'action sismique,
- un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures.

7.1. Types de fondations

a. Fondations superficielles

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles continues sous murs,
- les semelles continues sous poteaux,
- les semelles isolées,
- les radiers.

b. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- les pieux,
- les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

7.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- la résistance du sol,
- le tassement du sol,
- le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- la stabilité de l'ouvrage,
- la facilité de l'exécution,
- la capacité portante du sol,
- l'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

7.3. Origines des accidents pouvant survenir aux fondations

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés :

a. Les fondations superficielles

- fondations assises sur des remblais non stabilisés,
- fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...),
- fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...),
- fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...),
- fondations réalisées sur des sols trop compressibles,
- fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...),
- fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...),
- environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

b. Les fondations profondes

- l'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances,
- erreurs lors de l'exécution,
- détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...).

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain.

7.4. Résultats de l'étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont donnés par le bureau d'étude d'ingénierie et d'architecture espagnol VALTECNIA :

- la contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2.5$ bars,
- absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

7.5. Dimensionnement des semelles

7.5.1. Semelles isolées

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots (7.1)$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} \dots\dots (8.2)$$

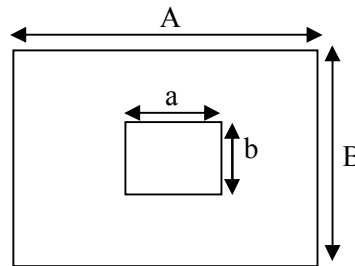


Figure 7.1 : Dimensionnement d'une semelle.

Exemple

$$N_{ser} = 3132.49 \text{ Kn,}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Nous obtenons : $B = 3.6 \text{ m.}$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous étudions le cas des semelles filantes.

7.5.2. Semelles filantes

- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \dots\dots (7.3)$$

$$\frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \dots\dots (7.4)$$

$$B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L} \dots\dots (7.5)$$

B : La largeur de la semelle,

L : Longueur de la semelle,

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré,

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Pour le sens Transversal :

Tableau 7.1 : Surface des semelles filantes sous voiles

Voile	Ns	L	B
VTA1	-1140.22	5.15	4.56088
VTA2	-2749.43	5.15	10.99772
VTA3	-2701.99	5.15	10.80796
VTA4	-1192.49	5.15	4.76996
VTB1	-1200.33	5.2	4.80132
VTB2	-2718.85	5.2	10.8754
VTB3	-1117.04	5.2	4.46816
VTC1	-3283.37	3.4	13.13348
VTD1	-2082.54	1.5	8.33016
VTE1	-324.62	1.25	1.29848
VTC2	-2012.9	3.4	8.0516
VTC3	-2213.05	3.4	8.8522
VTE2	-318.34	1.25	1.27336
VTE3	-297.66	1.25	1.19064
VTE4	-289.76	1.25	1.15904
Somme			94.57036

Pour le sens Longitudinal :

Tableau 7.2 : Surface des semelles filantes sous voiles

Voile	Ns	L	B
VLD1	-1512.3	2.36	6.0492
VLD2	-1379.27	2.36	5.51708
VLD3	-1509.24	2.36	6.03696
VLE1	-4531.5	7	18.126
VLE2	-4564.03	7	18.25612
Somme			53.98536

$$S_v = \sum S_i = 148.56 \text{ m}^2$$

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- **Semelles filantes sous poteaux**

Le calcul est effectué sur la file de poteaux la plus sollicitée à savoir le portique **transversal (C-C)**, avec $N_{ser,max} = 2801.56$ KN.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 7.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteau	Nser	Mi	e	Nser×e
C3	440.38	-7.054	12.825	5645.6716
C46	3780.72	-25.849	1.67	6313.8024
C48	3801.56	-25.233	-1.67	-6348.60
C13	454.37	-7.219	-12.825	-5827.295
Somme	8477.03	65.355		216.42645

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \times e_i + \sum M_i}{\sum P_i} \dots\dots (7.6)$$

$e = 0.033$ m

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$e = 0.033$ m $< \frac{L}{6} = \frac{25.64}{6} = 4.27$ m

La Répartition est trapézoïdale.

On prend en considération le débord

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) \dots\dots (7.7)$$

$q_{min} = \frac{8477.03}{25.55} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.033)}{25.55}\right) = 329.192$ kN/m

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) \dots\dots (7.8)$$

$q_{max} = \frac{8477.03}{25.55} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.033)}{25.55}\right) = 334.371$ kN/m

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) \dots\dots (7.9)$$

$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{8477.03}{25.55} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.033)}{25.55}\right) = 333.07$ kN/m

Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{max}}{\sigma_{sol}} \dots\dots (7.10)$$

$B = \frac{334.371}{250} = 1.33$ m.

On prend $B = 1.5$ m.

On aura donc, $S = 1.5 \times 25.55 = 38.33m^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v \dots\dots (7.11)$

avec

n : Nombre de fil dans le sens considéré,

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$S_t = 38.33 \times 6 + 148.55 = 378.53 m^2$$

Remarque

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 748.615 m^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 378.53^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} \dots\dots (7.12)$$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{378.53}{748.615} = 0.51 \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, nous adoptons un radier général comme fondation à ce bâtiment.

7.6. Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

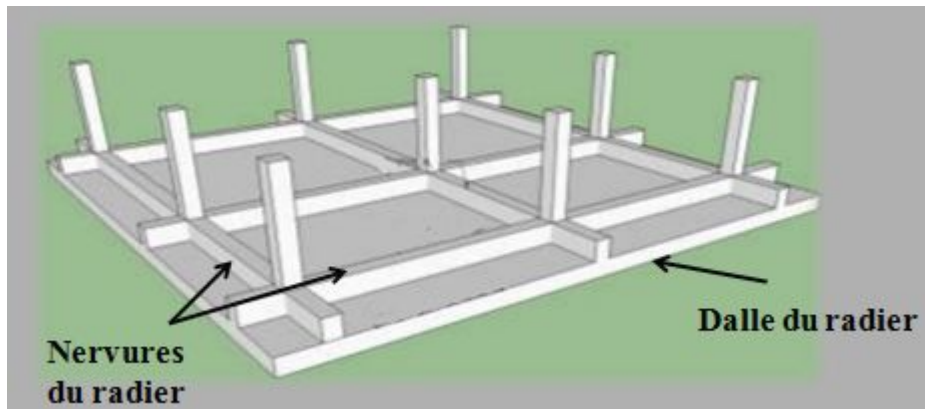


Figure 7.2 : Schéma représentatif d'un radier général.

7.6.1. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- La nervure

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \dots\dots (7.13)$$

$$\frac{7.75}{8} \leq h \leq \frac{7.75}{5} \rightarrow 96.8 \text{ cm} \leq h \leq 155 \text{ cm}$$

On prend $h=100 \text{ cm}$.

- **La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \dots\dots (7.14),$$

$$h_d \geq \frac{7.75}{20} = 38.75 \text{ cm}$$

- **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une largeur :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots (7.15),$$

$$h_n = \frac{775}{10} = 77.5 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents nous adoptons le dimensionnement suivant :

- $h_n=100\text{cm}$ hauteur de la nervure,
- $h_d= 40\text{cm}$ épaisseur de la dalle,
- $b=60 \text{ cm}$ largeur de la nervure,
- $h_d=12 \text{ cm}$ hauteur de la dalle flottante.

7.6.2. Détermination des efforts

a. Charges revenant à l'infrastructure

Charge permanente : $G = 73443.38 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation : $Q = 14995.94 \text{ KN}$.

- **Combinaison d'actions**

A l'ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 121642.473 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$N_s = G + Q = 88439.32 \text{ KN}$$

b. Détermination de la surface du radier

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

A l'ELU

$$S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} \dots\dots (7.16)$$

$$S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{121642.473}{2 \times 250} = 365.842 \text{ m}^2$$

A l'ELS

$$S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots (7.17)$$

$$S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{88439.32}{250} = 353.757 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{bat} = 748.615 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max (353.757 , 365.842) \text{ m}^2$

Remarque

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, nous adoptons un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL. Il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} \dots \dots (7.18)$$

$$S_{bat} = 748.615 \text{ m}^2$$

$$S_{deb} = (25.55 \times 2 + 29.3 \times 2) \times 0.5 = 54.85 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 748.615 + 54.85 = 803.455 \text{ m}^2$$

Ainsi, la surface totale du radier : $S_{rad} = 803.455 \text{ m}^2$

7.6.3. Détermination des efforts à la base du radier

- Poids du radier

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante
+ Poids de débord.

Poids de la dalle :

$$25 \times 748.615 \times 0.4 = 7486.15 \text{ KN.}$$

Poids de remblais :

$$0.6 \times (748.615 - 197.46) \times 16 = 5291.088 \text{ kN.}$$

Poids de la dalle flottante :

$$748.615 \times 0.1 \times 25 = 1871.5375 \text{ kN.}$$

Poids de la nervure :

$$(0.6) \times 25 \times 197.46 = 2961.9.$$

Poids de débord :

$$25 \times 0.4 \times 55.85 = 558.5 \text{ KN.}$$

Poids du mur plaque :

$$29.3 \times 6.12 \times 0.25 \times 25 \times 2 = 2241.45 \text{ KN.}$$

$$G_{tot,rad} = 20410.61 \text{ KN}$$

$$Q_{rad} = 3.5 \times 803.455 = 2812.09 \text{ KN.m}$$

ELU

$$N_u \text{ total} = N_u \text{ BAT} + (1.35 G_{rad} + 1.5 Q_r) = 74674.15 \text{ KN}$$

ELS

$$N_s \text{ total} = N_s \text{ BAT} + (G_{rad} + Q_{rad}) = 53780.73 \text{ KN}$$

7.6.4. Les vérifications

a. Vérification à la contrainte de cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots (7.19)$$

$b = 100 \text{ cm}$, $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} \dots\dots (8.20)$$

$$T_u^{max} = \frac{175620.956 \times 1}{803.55} \times \frac{7.75}{2} = 846.90 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{846.90 \times 1000}{1000 \times 360} = 2.35 \text{ MPa.}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$, la condition est vérifiée.

b. Vérification de la stabilité du radier

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \dots\dots (7.21)$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \dots\dots (7.22)$$

avec

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.12 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.79 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] \dots\dots (7.23)$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] \dots\dots (7.24)$$

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 69162.474 . m^4 .$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 37698.7102 . m^4 .$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- effort normal (N) dû aux charges verticales,
- moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h \dots\dots (7.25)$$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots\dots\dots (7.26)$$

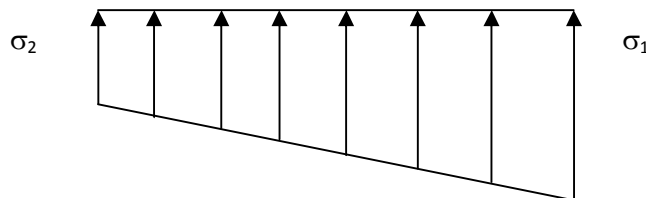


Figure 7.3 : Diagramme des contraintes

L'article 10.1.4.1 du RPA99 modifié 2003 nous recommande de vérifier que :

A P'ELU

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \dots\dots (7.27)$$

A P'ELS

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \dots\dots (7.28)$$

avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \dots\dots (7.29)$$

• Sens longitudinal

A P'ELU

$M_X = 75223.37.m$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{121642.473}{803.55} + \frac{75223.37}{37698.71} \times 12.12 = 175.57 KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{121642.473}{803.55} - \frac{75223.37}{37698.71} \times 12.12 = 127.19 KN / m^2$$

d'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175.57 + 127.18}{4} = 163.47 KN / m^2 ;$$

$$1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 250 = 332.5 KN / m^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL}$$

(Condition vérifiée).

A P'ELS

$$M_x = 75223.37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{88439.32}{803.55} + \frac{75223.37}{37698.72} \times 12.12 = 134.25 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot Xg = \frac{88439.32}{803.55} - \frac{75223.37}{37698.72} \times 12.12 = 85.87 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134.25 + 85.87}{4} = 122.16 \text{ KN / m}^2 ;$$

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

(Condition vérifiée).

- **Sens transversal**

A P'ELU

$$M_y = 12403.12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{121642.473}{803.55} + \frac{12403.12}{69162.474} \times 12.78 = 153.07 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Yg = \frac{121642.473}{803.55} - \frac{12403.12}{69162.474} \times 12.78 = 149.68 \text{ KN / m}^2$$

d'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153.07 + 149.68}{4} = 152.23 \text{ KN / m}^2 ; 1.33 \cdot \sigma_{SOL} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

(Condition vérifiée).

A P'ELS

$$M_y = 12403.12 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88439.32}{803.55} + \frac{12403.12}{69162.474} \times 12.78 = 111.75 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88439.32}{803.55} - \frac{12403.12}{69162.474} \times 12.78 = 108.36 \text{ KN / m}^2$$

d'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 111.75 + 108.37}{4} = 110.90 \text{ KN / m}^2 ;$$

$$\sigma_{SOL} = 250 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL}$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots (7.30)$$

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau,

μ_c : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier,

a : épaisseur du voile ou du poteau,

b : largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

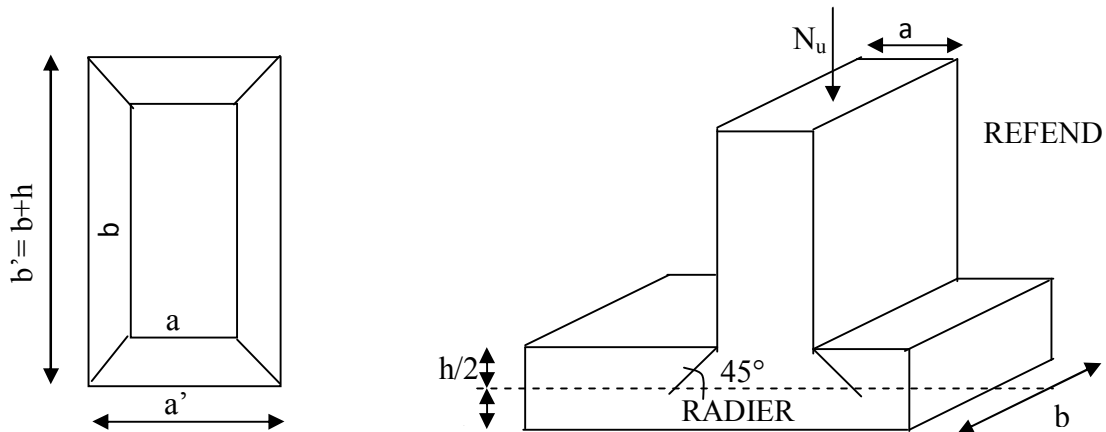


Figure 7.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Calcul du périmètre utile μ_c**

- Poteau (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) \dots\dots (7.31)$$

$$\mu_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + 2 \times 1.9) = 8.445 m$$

$$N_u = 4327.8 KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 8.445 \times 1.9 \times 25000}{1.5} = 12034.125 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Voile (le voile le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.25 + 1 + 2 \times 1.9) = 10.1 m$$

$$N_u = 6259.77 KN$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 1.9 \times 10.1 \times 25000}{1.5} = 14392.5 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification de l'effet de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique :

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z \dots\dots (7.32)$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier,

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1.90\text{m}$),

$$P = 98542.17 \text{ kN} \geq 1.5 \times 803.55 \times 10 \times 1.9 = 22901.175 \text{ kN}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

7.6.5. Ferrailage du radier

Un radier fonction comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie, prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

- 1^{er} Cas

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \dots\dots\dots (7.33)$$

Et $M_{oy} = 0$

- 2^{eme} Cas

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \dots\dots\dots (7.34)$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \dots\dots\dots (7.35)$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, (L_x < L_y)$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m (ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \dots\dots\dots (7.36)$$

$$q_u = 163.47 - 1.35 \times \frac{20410.63}{803.55} = 129.79 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A P'ELS

$$q_s = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \dots\dots (7.37)$$

$$q_s = 122.16 - \frac{20410.63}{803.55} = 96.76 \text{ KN / m}^2$$

• **Calcul à l'ELU**

- **Identification des panneaux et calcul des moments**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Tableau 7.4 : Identification des panneaux

Lx (m)	Ly (m)	ρ=Lx/Ly	μ _x	μ _y	M _{0x}	M _{0y}	obs
5.9	7.75	0.7612	0.06	0.528	143.32	75.67	La dalle porte sur 2 sens.

Remarque

Le calcul des moments est effectué suivant les deux sens et les armatures sont déterminées pour les deux directions L_x et L_y.

$$M_{0x} = 143.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 75.67 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Sens X-X

$$M_{app} = 0.5 M_{0x} = -71.66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0x} = 121.82 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$M_{app} = 0.5 M_{0y} = -37.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0y} = 64.32 \text{ KN.m}$$

- **Etape de calcul**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \dots\dots (7.38)$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \dots\dots\dots (7.39)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 7.5 : Ferrailage du panneau à l'ELU

			Mmax [kN.m]	μ	obs	β	As calculé	ferrailage	A adoptée[cm²]
XX	ELU	app	71.660	0.037	SSA	0.98	3.88	7T12	7.9
		trave	121.822	0.063	SSA	0.97	6.70	7T12	7.9
YY	ELU	app	37.837	0.019	SSA	0.99	2.03	7T12	7.9
		trave	64.322	0.033	SSA	0.98	3.48	7T12	7.9

1) Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL91 ,Art A.4.2.1)

Aux appuis

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \dots\dots\dots (7.40)$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.668}{2} = 3.731 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

avec

$$\rho_0 = 0.0008 \text{ pour HAFe400}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ua}^x = 7.7 \text{ m}^2 > A_{min} = 3.731 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.731 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b. Espacement des armatures (Art A.6.1.24 .BAEL91)

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

$$S_t^{max} = 15 \text{ cm} < \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

(Condition vérifiée).

c. Vérification de l'effort tranchant (Art 5.1.2.1.BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} \dots\dots\dots(7.41)$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} \dots\dots\dots(7.42)$$

$$\tau_u = \frac{129.19 \times 7.75}{2 \times 1 \times 0.36} = 1390.58 \text{ KN/m}^2 = 1.4 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée)

2) Vérification à l'ELS

a. Calcul des moments fléchissant

$$M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Tableau 7.6 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	qs	μ_x	μ_y	M _{0x}	M _{0y}
5.9	7.75	0.7612	96.76	0.06	0.528	107.34	56.67

Sens X-X

$$M_{app} = 0.5 M_{0x} = -53.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0x} = 91.24 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y

$$M_{app} = 0.5 M_{0y} = -28.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_{0y} = 48.18 \text{ KN.m}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton

Tableau 7.7 : Vérification des contraintes dans le béton

	Ms	A adopté	ρ_l	β_l	α_l	K	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
Appuis	53.67	7.7	0.0208	0.975	0.075	0.00462	0.89362	15	CV
Travée	91.24	7.7	0.0208	0.975	0.075	0.00462	1.51915	15	CV

7.6.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

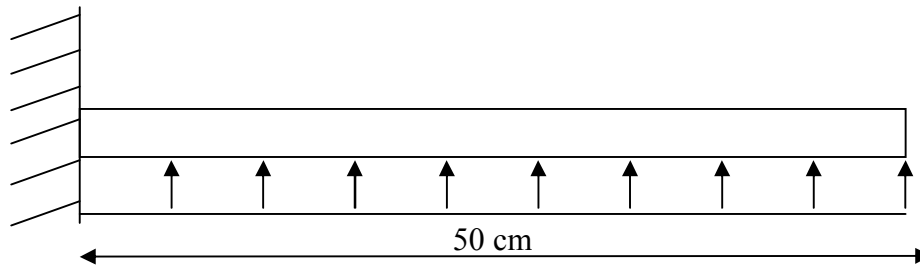


Figure 7.5 : Dimensions du débord du radier.

1) Sollicitation de calcul

A l'ELU

$Q_u = 129.19 \text{ KN/ml}$

$M_u = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} \dots\dots\dots (7.43)$

$M_u = \frac{129.19 \times 0.5^2}{2} = 16.15 \text{ KN.m}$

A l'ELS

$Q_s = 96.76 \text{ KN/ml}$

$M_s = \frac{Q_s \cdot l^2}{2} \dots\dots\dots (7.44)$

$M_s = \frac{96.76 \times 0.5^2}{2} = 12.095 \text{ KN.m}$

2) Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m} ; d = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (8.45)$

Les résultats de ferrailage à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.8 : Ferrailage à l'ELU

	M (KN.m)	μ_u	B	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)	S_t (cm)
ELU	16.15	0.0083	0.995	0.86	4.34	1T12	15

➤ **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte 1T10 avec un espacement de 20 cm.

3) Vérification à l'ELS

Si la condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16.15}{12.095} = 1.335 \rightarrow \alpha = 0.0106 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.417$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$, le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

7.7. Etude des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul des efforts internes, nous avons utilisé le logiciel **ETABS**. Sachant que le panneau que nous avons considéré est un panneau de rive $l_x = 775 \text{ cm}$, $l_y = 520 \text{ cm}$, les moments et les efforts que nous avons obtenus sont résumés dans le tableau 8.9.

1) Détermination des Charges simplifiées

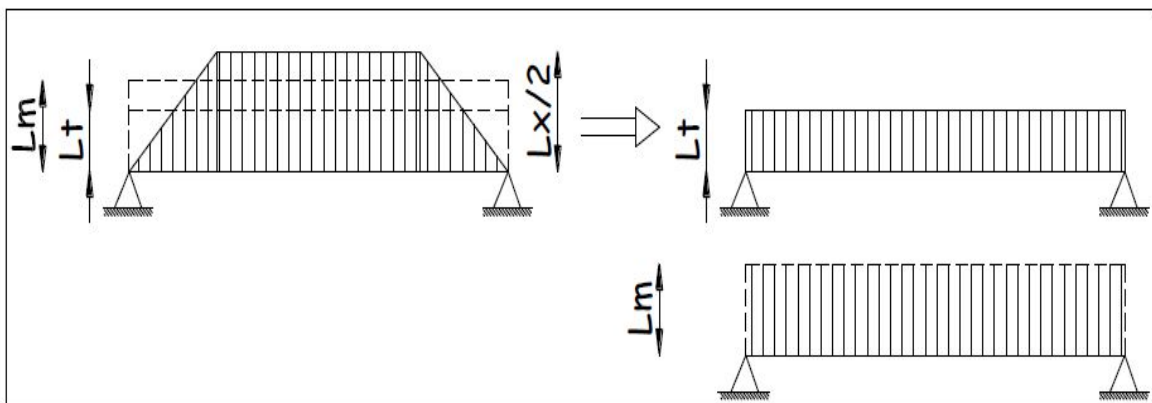


Figure 7.6 : Présentation des charges simplifiées.

Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(7.46)$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(7.47)$$

- Sens XX

$$L_t = 7.75 \left(0.5 - 0.664/4 \right) = 2.58\text{m.}$$

$$L_m = 7.75 \left(0.5 - 0.664^2/6 \right) = 3.31\text{m.}$$

- Sens YY

$$L_t = 5.2 (0.5 - 0.664/4) = 1.97 \text{ m}$$

$$L_m = 5.2 (0.5 - 0.664^2/6) = 2.51 \text{ m}$$

1) Détermination des chargements

$$Q_u = 129.19 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 96.76 \text{ KN/ml}$$

Tableau 7.9 : Récapitulatif des efforts obtenus

Nervure	ELU		ELS	
	XX	YY	XX	YY
LT(m)	2.5885	1.9706	2.5885	1.1356
LM(m)	3.305509333	2.516452267	3.305509333	1.4501589
M(kN.m)	427.0387508	325.1004683	319.8410831	140.31738
T(kN)	334.408315	254.581814	250.46326	109.88066

2) Calcul des moments et des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS

$$H_{\text{nerv}} = 1 \text{ m}$$

$$B_{\text{nerv}} = 0.6 \text{ m}$$

- Sens (X-X)

ELU

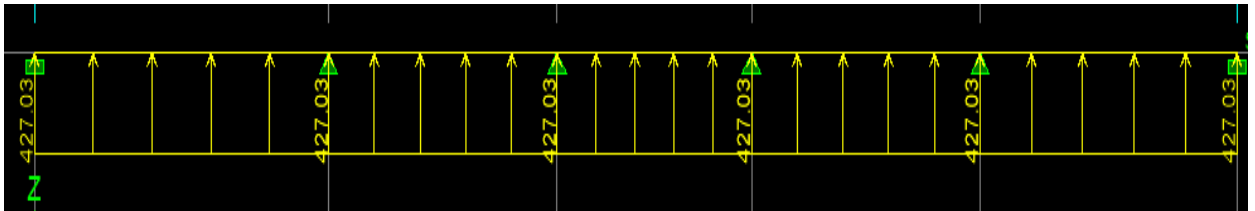


Figure 7.7 : Le chargement à ELU pour les moments.

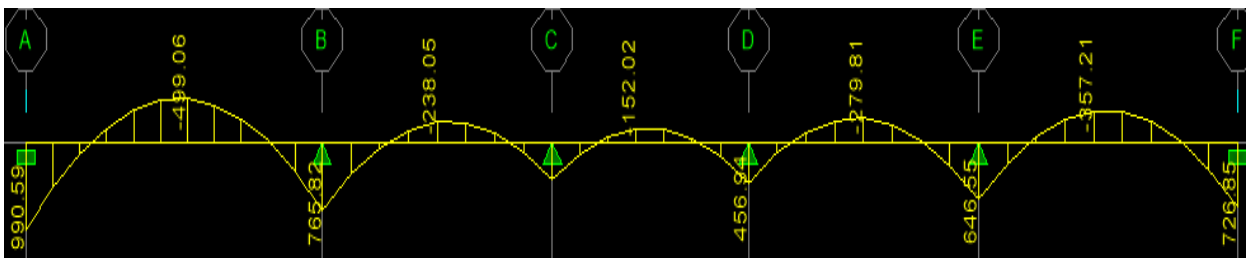


Figure 7.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

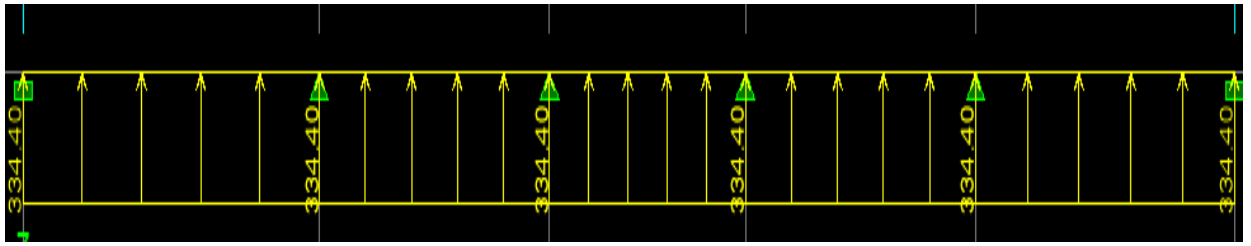


Figure 7.9 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

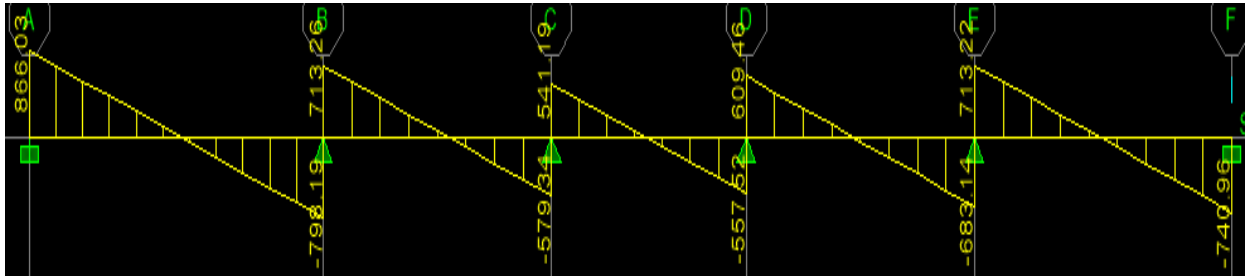


Figure 7.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

ELS

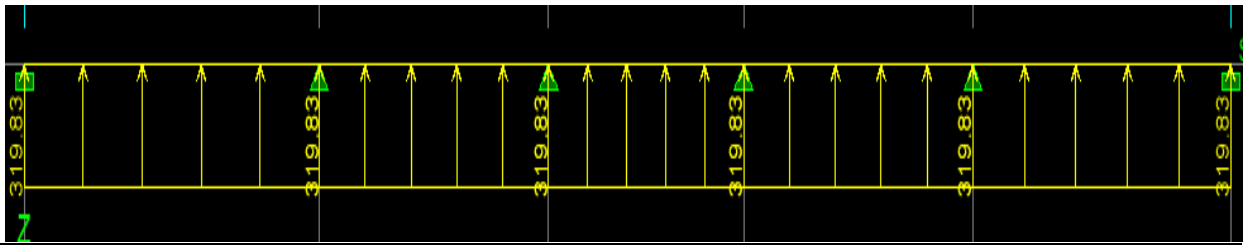


Figure 7.11 : Le chargement à ELS pour les moments.

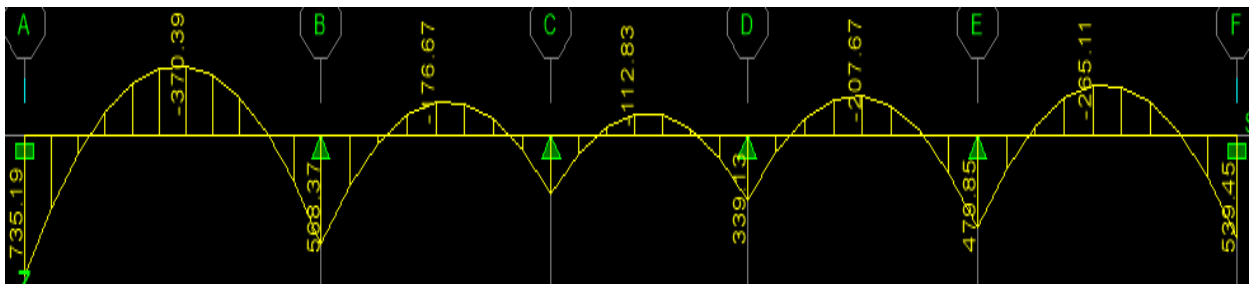


Figure 7.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

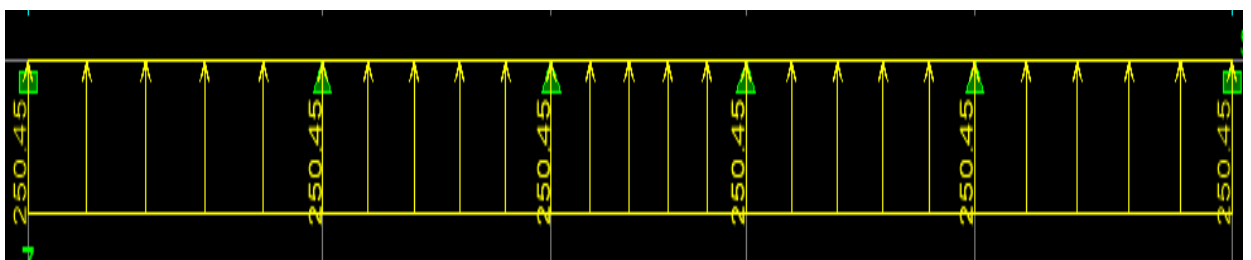


Figure 7.13 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

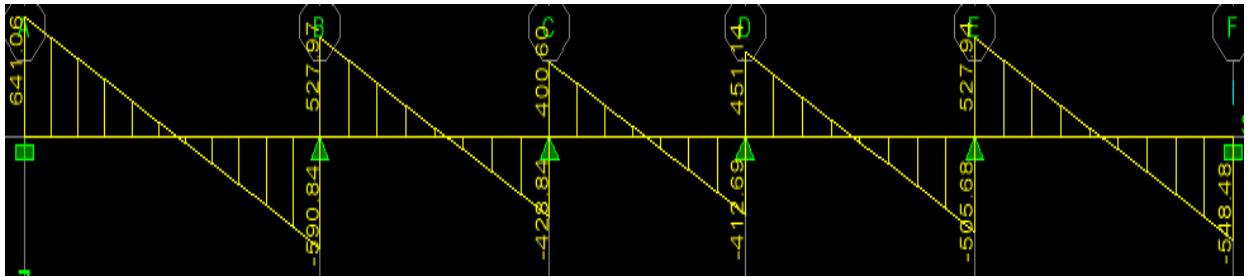


Figure 7.14: Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

- Sens Y-Y

ELU

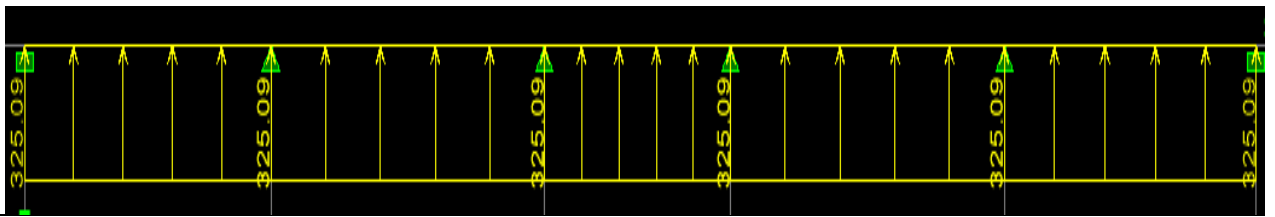


Figure 7.15: Le chargement à ELU pour les moments.

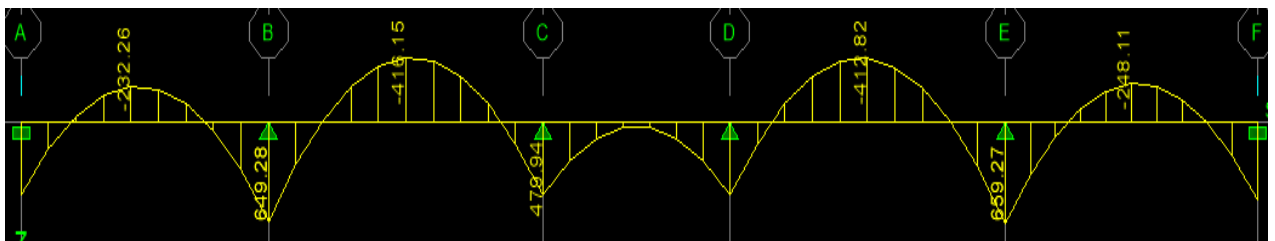


Figure 7.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

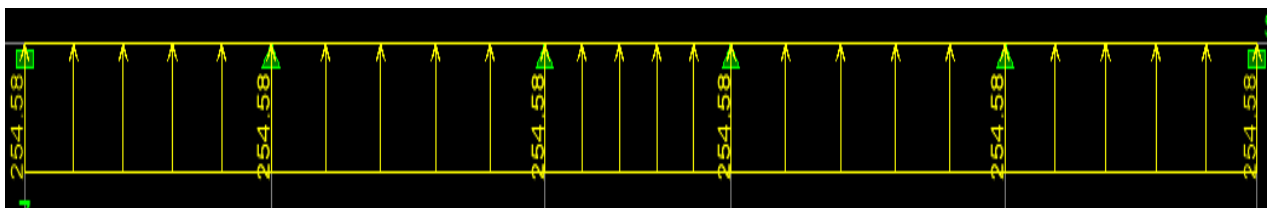


Figure 7.17: Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.



Figure 7.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

ELS

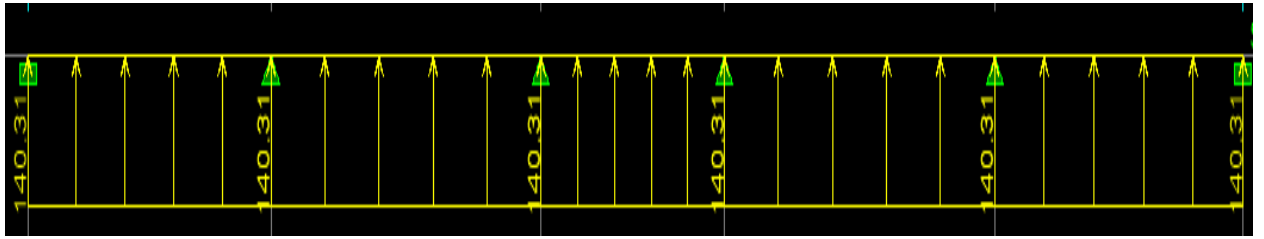


Figure 7.19 : Le chargement à ELS pour les moments.

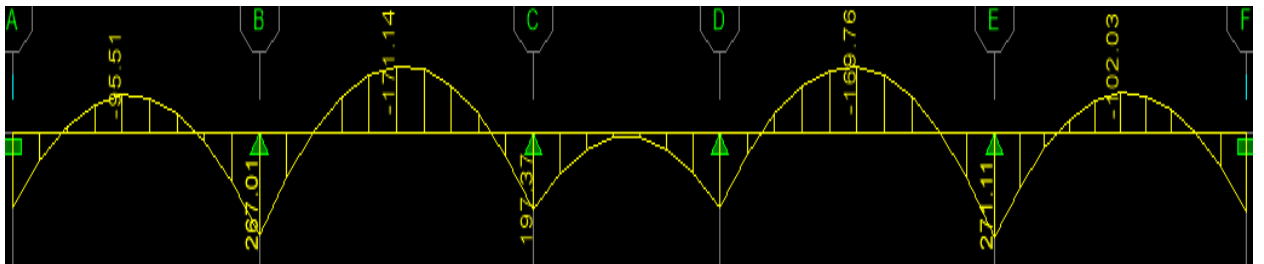


Figure 7.20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

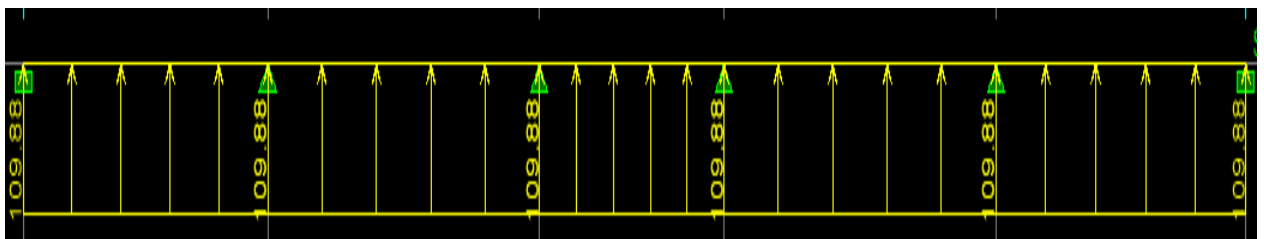


Figure 7.21 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

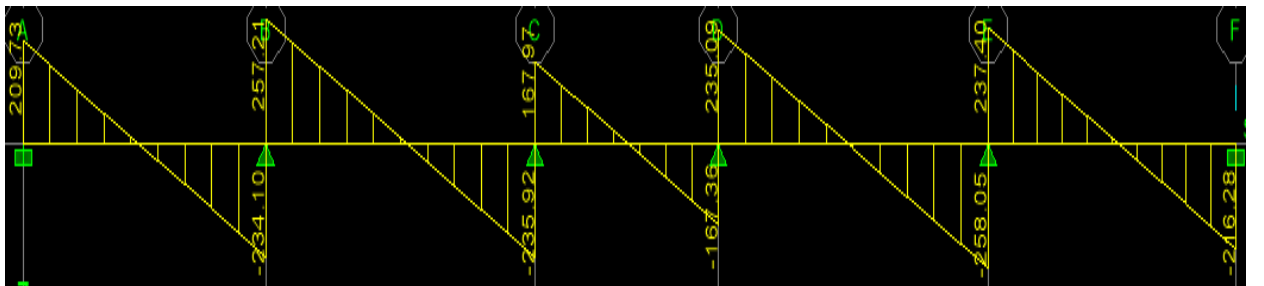


Figure 7.22 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 7.9 :

Tableau 7.10 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_{u \text{ travée}} = 499.06 \text{KN.m}$	$M_{u \text{ travée}} = 416.15 \text{KN.m}$
	$M_{s \text{ travée}} = 370.39 \text{KN.m}$	$M_{s \text{ travée}} = 171.14 \text{KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_{u \text{ appuis}} = 990.59 \text{KN.m}$	$M_{u \text{ appuis}} = 659.27 \text{KN.m}$
	$M_{s \text{ appuis}} = 735.19 \text{KN.m}$	$M_{s \text{ appuis}} = 271.11 \text{KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 866.03 \text{ KN}$	$T_u = 636.64 \text{ KN}$
	$T_s = 641.06 \text{ KN}$	$T_s = 258.05 \text{ KN}$

3) Le ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau 7.11 :

$b = 60 \text{cm}$; $d = 100 \text{cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$

Tableau 7.11 : Ferrailage des nervures à l'ELU

SENS		M_{\max}	μ	β	As calculé	Ferrailage	A adopté
X-X	Appui	990.59	0.1235	0.933	56.42	8HA25+6HA20	58.12
X-X	Travée	499.06	0.0622	0.967	27.42	8HA25	39.28
Y-Y	Appui	659.27	0.0822	0.957	36.64	8HA20+6HA16	37.18
Y-Y	Travée	416.15	0.0519	0.973	22.741	8HA20+4HA16	33.15

4) Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité BAEL (Art A.4.2.1)

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7.0245 \text{cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33333 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{mm}$$

On prend 3 cadres de $\phi = 10 \text{mm}$.

- **Espacement des armatures**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 25 ; 19.2 \}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

• **La quantité d'armatures transversales**

- En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.8 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u,\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u,\max} = 866.03 \text{ KN}$$

$$\frac{866.03 \times 1000}{600 \times 1000} = 1.44 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

5) Vérification à l'ELS

On peut se dispenser de la vérification à l'ELS, si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

Sens x-x

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{499.06}{370.39} = 1.34$$

$$\alpha = 0.15 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42$$

En appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{990.59}{735.19} = 1.347$$

$$\alpha = 0.513 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.423$$

• **Sens Y-Y**

En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{416.15}{171.14} = 2.43$$

$$\alpha = 0.15 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.965$$

En appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{659.27}{271.11} = 2.431$$

$$\alpha = 0.435 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.965$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes à l'ELS.

En tenant compte du RPA99, on utilise les armatures de peau suivantes : 2HA12 avec des épingles de Ø8.

Le ferrailage des nervures est représenté dans les coupes des figures qui suivent :

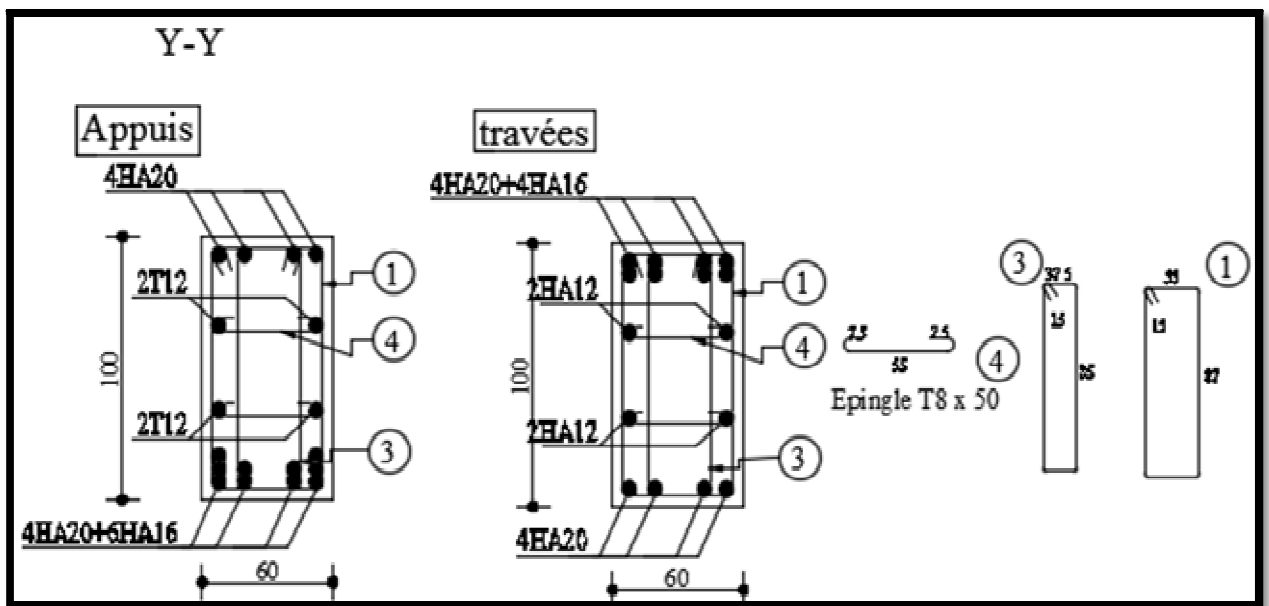


Figure 7.23 : Ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y.

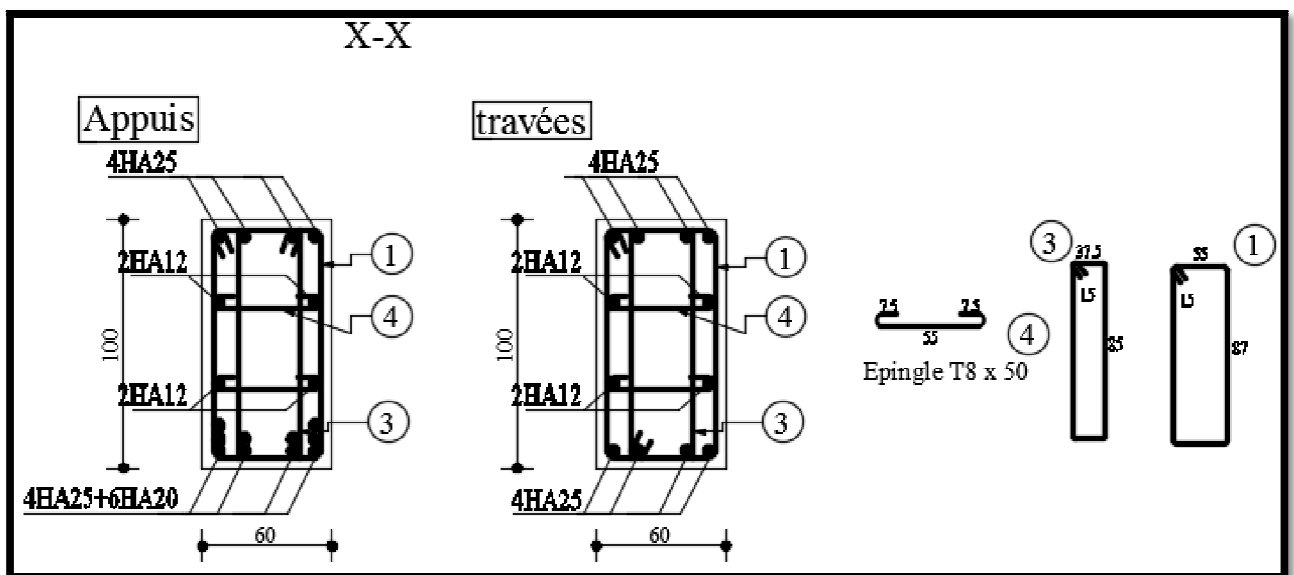


Figure 7.24 : Ferrailage de la nervure selon le sens X-X.

Chapitre 8

Etude du mur plaque

Introduction

Le mur plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

Il sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 6.12 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99, modifié 2003 (Art 10.1.2) est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas, on optera pour une épaisseur de 25cm.

8.1. Prédimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99, modifié 2003 (Art 10.1.2) est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas, on optera pour une épaisseur de 25cm.

8.1.1. Contraintes de sollicitations

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque.

- **Enoncé de la méthode de RANKINE :**

Les hypothèses à prendre en considération dans la méthode sont les suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- massif à surface libre plane.

RANKINE avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif, en résumé, dans ces hypothèses ($\lambda = \delta = \beta = 0$)

Tableau 8.1 : Résumé des lois de la méthode de RANKINE

	Poussée	Butée
Sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$)	$\sigma_a = K_a \times \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \times \sigma_v$
Sol cohérent ($\varphi_u = 0, c_u \neq 0$)	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_a = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \times \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_a = K_p \times \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

avec

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots (8.1) \text{ pour la poussée,}$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots (8.2) \text{ pour la butée.}$$

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), notre mur est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_v .

avec

σ_H : contrainte horizontale,

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V \dots \dots (8.3)$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} \dots \dots (8.4)$$

σ_V : contrainte verticale,

φ : angle de frottement interne,

c : coefficient de cohésion.

8.1.2. Caractéristiques du sol

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

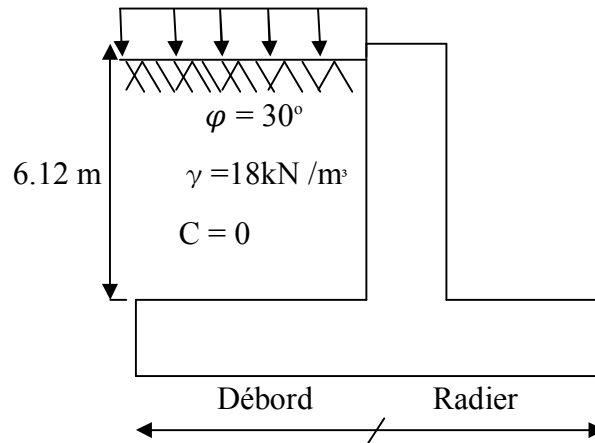


Figure 8.1 : Caractéristiques du sol derrière le mur plaque

8.1.3. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30}{\cos 30} = 0.577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

à l'ELU

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.577 (1,5 \times 5 + 1,35 \times 18 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 4.327 + 14.021h.$$

$$\text{Pour : } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 4.327 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour : } h = 6.12 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 90.136 \text{ kN/m}^2$$

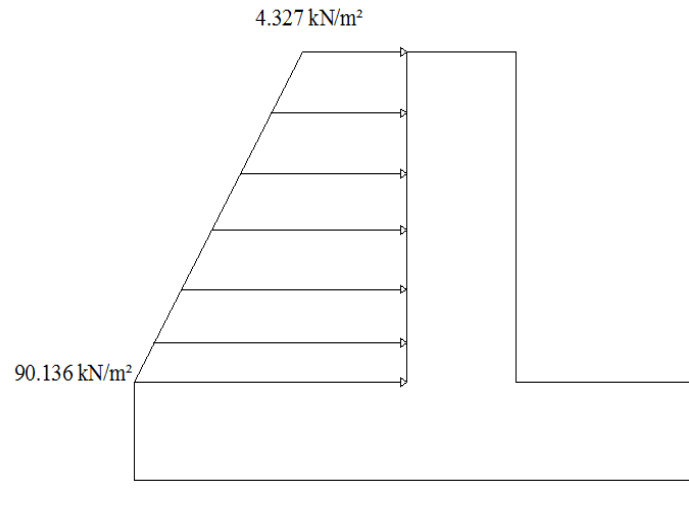


Figure 8.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU

à l'ELS

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.577 (5 + 18 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 2.885 + 10.386 h$$

Pour $h=0$ m $\rightarrow \sigma_H = 2.885$ kN/m²

Pour $h=6.12$ m $\rightarrow \sigma_H = 66.447$ kN/m²

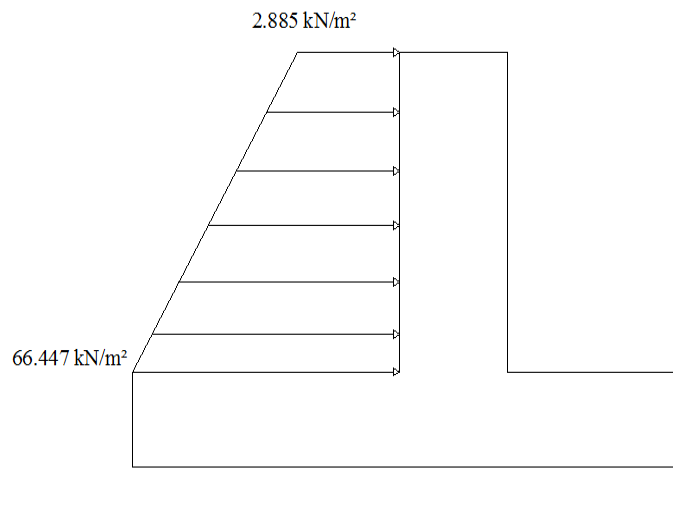


Figure 8.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS

- Calcul de la charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

• à l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \dots \dots (8.5)$$

$$q_u = \frac{(3 \times 90.136 + 4.327)}{4} \times 1 \text{ m} = 68.684 \text{ kN/ml}$$

• à l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \dots\dots (8.6)$$

$$q_s = \frac{(3 \times 66.477 + 2.885)}{4} \times 1 \text{ m} = 50.556 \text{ kN/ml}$$

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

- **Détermination des moments**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
0.3M (appuis de rive).
0.5M (autres appuis).

- **Identification des panneaux**

$$l_x = 6.12 \text{ m},$$

$$l_y = 7.75 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \dots\dots (8.7)$$

$$\rho = \frac{6.12}{7.75} = 0.789 > 0.4, \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

à l'ELU :

$$\rho = 0.789$$

$$\mu_x = 0.058$$

$$\mu_y = 0.572$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.058 \times 68.684 \times 6.12^2 = 149.206 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.572 \times 149.206 = 85.346 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments**

Sens x-x

Aux appuis:

$$M_a = 0.3 M_{ox} = 0.3 \times 149.206 = 44.76 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_t^x = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 149.206 = 126.825 \text{ kN.m}$$

Aux appuis:

$$M_a = 0.3 M_{oy} = 0.3 \times 85.346 = 25.603 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_t^y = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 85.346 = 72.544 \text{ kN.m}$$

Sens y-y :

Aux appuis:

$$M_a = 0.3 M_{ox} = 0.3 \times 239.27 = 71.781 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_t^x = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 239.27 = 203.379 \text{ kN.m}$$

Aux appuis:

$$M_a = 0.3 M_{oy} = 0.3 \times 136.862 = 41.058 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_t^y = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 136.862 = 116.333 \text{ kN.m}$$

- Recommandations du RPA 99

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- les armatures sont constituées de deux nappes
- le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2, A \geq 2.5 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de diamètre $\phi 8$.

Les efforts qui seront utilisés dans les calculs sont :

$$M_{t,max}^x = 203.379 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,max}^y = 116.333 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{max} = 71.781 \text{ kN.m}$$

8.1.4. Calcul des sections d'armatures

Tableau 8.2 : Ferrailage adopté pour le mur plaque

Sens	Zone	M _{max} (kN.m)	μ	β	A _s Calculée (cm ²)	A _{min}	A Adoptée (cm ²)	Ferrailage
x-x	Appuis	71.7811	0.104442	0.9447233	4.0415500	2.5	10.78	7HA14
x-x	Travée	203.3799	0.295920	0.8194369	13.201847	2.5	14.06	7HA16

y-y	Appuis	71.7811	0.104442	0.9447233	4.0415500	2.5	10.78	7HA14
y-y	Travée	116.3333	0.169266	0.9066532	6.8250379	2.5	14.06	7HA16

- Vérification à l'ELU

a. Vérification de l'espacement

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

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots (8.8)$$

Dans le sens x-x : $S_t = 18.36 \text{ cm}$.

Dans le sens y-y : $S_t = 18.36 \text{ cm}$.

Dans les deux sens $S_t = 15 \text{ cm} \leq 18.36 \text{ cm}$.

(Condition vérifiée).

b. Condition de non fragilité (BAEL91, Art A4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \dots\dots (8.9)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Dans le sens x-x :

$$A_{ad} = 7HA16 = 14.06 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2.$$

Dans le sens y-y :

$$A_{ad} = 7HA16 = 14.06 \text{ cm}^2 > 2.65 \text{ cm}^2.$$

(Condition vérifiée).

8.1.5. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton (BAEL 91, Art A.4.5.2)

• Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b.d} \dots\dots (8.10)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \dots\dots (8.11)$$

• Contrainte dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots (8.12)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \dots\dots (8.13)$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau 8.3 :

Tableau 8.3 : Vérification du ferrailage à l'ELS

Sens	Zone	Moment	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
x-x	Appuis	32.9481	15	348	0.884708	191.28825	CV
x-x	Travée	93.3531	15	348	1.417506	306.48779	CV
y-y	Appuis	52.8362	15	348	5.731572	349.80609	CV
y-y	Travée	149.7026	15	348	3.030554	356.53581	CV

b. Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par la vérification de la flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (8.14)$$

$$- \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \dots \dots (8.15)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \dots \dots (8.16)$$

A_s : section adoptée,

f_e : limite élastique des aciers (400 MPa),

M_t : moment max à l'ELS,

M_o : moment max isostatique ($q_{\max} \cdot l^2/8$)

$$- \frac{h}{L} = \frac{612}{100} = 6.12 > 0.0625$$

$$- \frac{A_s f_e}{b.d} = \frac{14.06 \cdot 40}{100 \cdot 22} = 0.25 < 4.2$$

$$- \frac{M_t}{10M_o} = \frac{149.70}{10 \cdot 236.66} = 0.063 < 0.25$$

Les trois conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises lors de notre formation. Les difficultés rencontrées au cours de l'étude nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus.

Le calcul d'une structure composée de portiques et de voiles s'est avéré très intéressant, il s'est avéré relativement complexe car il nécessite l'étude de deux systèmes qui travaillent conjointement et qui se comportent de deux manières différentes. A cet effet, l'étude du contreventement s'est révélé être très importante pour la détermination du comportement de la structure, à savoir un système de contreventement « mixte ».

Concernant les voiles, ils présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations. En effet, nous nous sommes rendu compte que malgré la zone d'implantation (faible sismicité) du projet, la quantité de voiles est importante pour la stabilité de la structure, vu l'importance de l'ouvrage étudié.

Ce travail nous a permis aussi de prendre conscience de la responsabilité qui pèse sur un ingénieur lors de l'élaboration de projets d'une telle envergure, et de mettre en application les différents règlements à savoir le BAEL91, modifié 99 et le RPA99 version 2003.

Nous avons aussi constaté que l'élaboration de ce projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique car la pratique et la réalisation sur chantier sont des étapes cruciales sur lesquelles il faut tenir compte.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un apport bénéfique pour les promotions en génie civil à venir.

Bibliographie

- BAEL 91, modifié 99 : règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996),
- RPA 99, modifié 2003 : règles parasismiques algériennes,
- DTR-BC-22 : charges et surcharges d'exploitation,
- CBA 93 : conception et calcul des structures en béton armé,
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé, Edition Eyrolles,
- DTU, norme P92-701 : Résistance au feu des bétons,
- Philipponnat.G et Hubert.B : Fondations et ouvrages en terre, Edition Eyrolles,
- Mémoires de fin d'étude et thèses des promotions précédentes.