

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel
En génie civil option CCI

thème

Etude d'un bâtiment (R+8+S-Sol) à usage d'habitation et commercial.
Modélisé sous ETABS



Dirigé par :
M^{me} BOUZELHA.K

Etudié par :
M^{elle} BELLADJEL Kamelia
M^{elle} BELKACEMI Zahia

Promotion 2016/2017

Remerciements

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A notre promotrice M^{me} BOUZELHA Karima pour l'aide précieuse et les conseils judicieux qu'elle nous a apporté.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, en particulier M^r HAMMOUM Hocine pour ses orientations et conseils.

A ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de juger ce projet

Sans oublier tous nos camarades de la promotion MASTER 2 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail à :

nos chers parents, notre source d'encouragement et de réussite,

nos frères et sœurs,

nos oncles, tantes, cousins et cousines,

aux familles BELLADJEL et BELKACEMI,

nos chers ami(e)s, et à la mémoire de ceux qui n'ont quittés

Kamelia et Zahia.

Introduction générale

Le séisme est l'une des catastrophes naturelles les plus destructives qui frappe de façon inattendue et qui cause d'énormes dégâts, et souvent de nombreuses victimes.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes du fait sa situation géographique. Lors du dernier tremblement du 21-Mai-2003, qui a secoué les régions d'Alger, Boumerdès et de Tizi-ouzou, le bilan dressé été très lourd ; ce qui rend la construction parasismique indispensable dans les zones à risque.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, qui consiste à l'étude d'un bâtiment en R+8+ s-sol à usage d'habitation et commercial, contreventé par des voiles. Nos calculs seront conformes aux Règlement Parasismique Algériennes (RPA 99, version 2003) les règlements du béton aux états limites (CBA93) et au béton armé aux états limites ultimes (BAEL91, modifié 1999).

Ainsi, nous avons structuré notre travail en 8 chapitres. Le premier est consacré à la présentation géométrique du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre est dédié au prédimensionnement des éléments structuraux ; tels que les voiles, les poteaux et les poutres tout en respectant les règles en vigueur.

Au troisième chapitre nous avons procédé au calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, planchers.....etc).

Dans le quatrième chapitre nous avons procédé à l'étude du contreventement afin de déterminer les rigidités et définir le type de notre structure.

Le cinquième chapitre a porté sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul ETABS ce qui nous permettra d'extraire les efforts internes.

Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le sixième chapitre.

Enfin, le huitième et dernier chapitre est consacré au calcul d'un mur plaque prévu au niveau du sous-sol pour résister aux poussés des terres.

Sommaire

Sommaire.....	1
Introduction générale.....	7
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et matériaux	
Introduction.....	8
1.1.Présentation de l'ouvrage.....	8
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	8
1.3. Eléments de la structure.....	8
1.4. Réglementation utilisée.....	9
1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	9
1.5.1. Béton.....	9
1.5.2. Acier.....	9
1.6. Contraintes admissible du sol.....	12
1.7. Conclusion.....	14
Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments	
Introduction.....	15
2.1. Planchers en corps creux.....	15
2.2. Dalles pleines.....	15
2.3. Poutres.....	16
2.4. Poteaux.....	17
2.5. Descente de charge.....	17
2.5.1. Surface d'influence.....	17
2.6. Détermination des charges et surcharges.....	18
2.6.1. Charges permanente.....	18
2.6.2. Surcharges d'exploitation.....	21
2.6.3. Calcul du poids propres et des surcharges d'exploitation des éléments.....	21
2.7. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	21
2.8. Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	23
2.9. Voiles.....	23

2.10. Conclusion.....	25
-----------------------	----

Chapitre 3 : Calcul des éléments

3.1. Calcul de l'acrotère	25
3.1.1. Calcul à l'état limite ultime.....	25
3.1.2 Vérification à l'ELU.....	28
3.1.3. Vérification à l'ELS.....	29
3.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme.....	29.
3.1.5. Conclusion.....	30
3.2. Plancher	31
3.2.1. Ferrailage de la dalle de compression.....	31
3.2.2. Calcul des poutrelles.....	32
3.2.3. Application de la méthode forfaitaire.....	35
3.2.4. Ferrailage à l'ELU.....	40
3.2.5. Vérifications à l'ELU.....	41
3.2.6. Calcul à l'ELS.....	42
3.2.7. Vérification à l'ELS.....	44
3.2.8. Calcul de la flèche.....	46
3.3 L'escalier.....	47
3.3.1. Terminologie.....	47
3.3.2. Dimensionnement de l'escalier.....	47
3.3.3. Détermination des charges de calcul.....	48
3.3.4. Calcul à l'état limite ultime.....	49
3.3.5. Vérification à l'ELU.....	53
3.3.6. Calcul à l'état limite de service.....	58
3.3.7. Vérification à l'ELS.....	58
3.4. La poutre palière.....	61
3.4.1. Prédimensionnement de la poutre palière.....	61
3.4.2. Calcul de la poutre palière à l'ELU.....	62
3.4.3. Vérification à l'ELU.....	63
3.4.4. Calcul à l'ELS.....	65
3.4.5. Vérification à l'ELS.....	66
3.5. Les balcons.....	68
3.5.1. Dimensionnement des balcons.....	68
3.5.2. Détermination des sollicitations	68

3.5.3. Calcul du balcon à l'ELU.....	69
3.5.4. Ferrailage du balcon à l'ELU.....	70
3.5.5. Vérification à l'ELU.....	71
3.5.6. Calcul à l'ELS.....	72
3.5.7. Vérification à l'ELS.....	73
3.6. Porte à faux.....	74
3.6.1. Dimensionnement du porte à faux.....	74
3.6.2. Détermination des sollicitations	74
3.6.3. Calcul du porte à faux à l'ELU.....	75
3.6.4. Ferrailage du porte à faux à l'ELU.....	76
3.6.5. Vérification à l'ELU.....	77
3.6.6. Calcul à l'ELS.....	78
3.6.7. Vérification à l'ELS.....	79
3.7. La salle machine.....	80
3.7.1. Dimensionnement de la salle machine.....	80
3.7.2. Détermination des sollicitations.....	81
3.7.3. Calcul des moments agissant sur la dalle.....	81
3.7.4. Calcul du ferrailage à l'ELU.....	82
3.7.5. Vérification à l'ELU.....	82
3.7.6. Vérification à l'ELS.....	84

Chapitre 4 : Etude du contreventement

Introduction.....	86
4.1. Caractéristiques géométriques des portiques.....	86
4.1.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres	87
4.1.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques	88
4.1.3. Calcul des coefficients correcteurs a_{ij}	88
4.1.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens	88
4.1.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau.....	94
4.2. Caractéristiques géométrique des voiles.....	94
4.2.1. Etudes des refends.....	94
4.3. Calcul des inerties fictives des portiques	94
4.3.1. Calcul des flèches dans les refends (Méthode des aires).....	95
4.3.1.1. Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux	95
4.3.1.2. Calcul des flèches par niveau.....	96

4.3.2. Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher	100
4.3.3. Interprétation des résultats	107
4.4. Calcul des centres de masses des éléments de la structure.....	109..
4.5. Calcul de centre de torsion.....	117
4.6. Calcul de l'excentricité.....	125
4.7. Conclusion.....	125

Chapitre 5 : Modélisation de la structure sous ETABS

Introduction.....	126
5.1. Description du logiciel ETABS	126
5.2. Modélisation de la structure sous ETABS	126
5.2.1. Rappel (Terminologie).....	126
5.2.2. Choix de la Méthode de calcul	127
5.2.3. Présentation de la méthode modale spectrale	127
5.4. Etapes de modélisation	127
5.3.1. Introduction de la géométrie du modèle	129
5.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	129
5.3.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	130
5.3.4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003	133
5.5. Définition des Charges statiques (G, Q)	138
5.4.1. Définition de la charge sismique	139
5.4.2. Mise en place des éléments de la structure.....	140
5.4.3. Définition de la Masse source	141
5.4.4. Chargement des éléments	142
5.4.5. Diaphragme	144
5.5. Vérifications.....	146
5.5.1. Analyse et visualisation des résultats	146
5.5.2. Introductions aux vérifications.....	146
5.6. Conclusion.....	155

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments

Introduction.....	156
6.1. Ferrailage des poteaux.....	156
6.1.1. Recommandation du RPA 2003	156
6.1.2. Calcul du ferrailage	158

6.1.3. Vérification à l'état limite ultime.....	161
6.1.4. Vérification à de l'état limite de service.....	163
6.2. Ferrailage des poutres.....	167
6.2.1. Recommandations du RPA99.....	167
6.2.2. Calcul des armatures à l'ELU.....	167
6.2.3. Vérifications à l'ELU.....	170
6.2.4. Vérifications à l'ELS.....	171
6.3. Ferrailage des voiles.....	174
6.3.1. Combinaisons d'actions.....	174
6.3.2. Etude des voiles.....	174
6.3.3. Exemple de calcul	178

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Introduction	185
7.1. Choix du type de fondations.....	185
7.2. Dimensionnement des semelles.....	185
7.2.1. Semelles isolées	185
7.2.2. Semelles filantes.....	185
7.3. Etude du radier général	187
7.3.1. Pré dimensionnement du radier	188
7.3.2. Détermination des sollicitations	188
7.3.2.1. Détermination de la surface nécessaire du radier efforts à la base du radier	189
7.3.2.2. Détermination des efforts à la base du radier.....	189
7.3.2.3. Combinaisons d'actions.....	190
7.4. Vérifications à l'ELU.....	190
7.5. Ferrailage du radier	193
7.5.1. Calcul des armatures à l'ELU	194
7.5.2. Vérifications à l' ELU.....	195
7.5.3. Vérifications à l'ELS.....	195
7.6. Ferrailage du débord	196
7.6.1. Sollicitations de calcul	196
7.6.2. Calcul des armatures.....	196
7.6.3. Vérifications à l'ELU.....	196
7.6.4. Vérifications à l'ELS.....	197

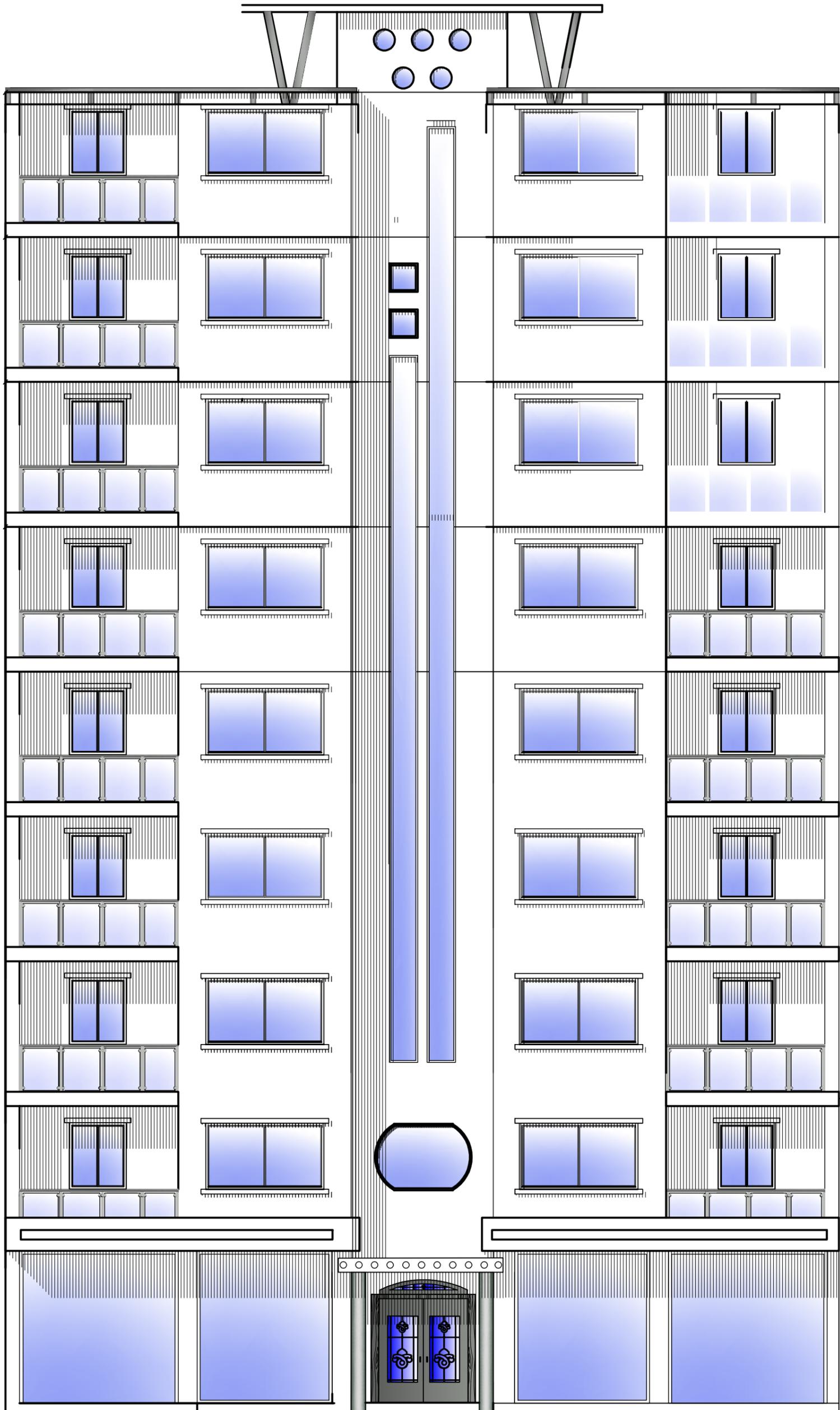
7.7. Calcul de la nervure	197
7.7.1. Détermination des charges	198
7.7.2. Ferrailage de la nervure à l'ELU	208
7.7.3. Vérifications à l'ELU	208
7.7.4. Vérifications à l'ELS.....	209

Chapitre 8 : Etude du mur plaque

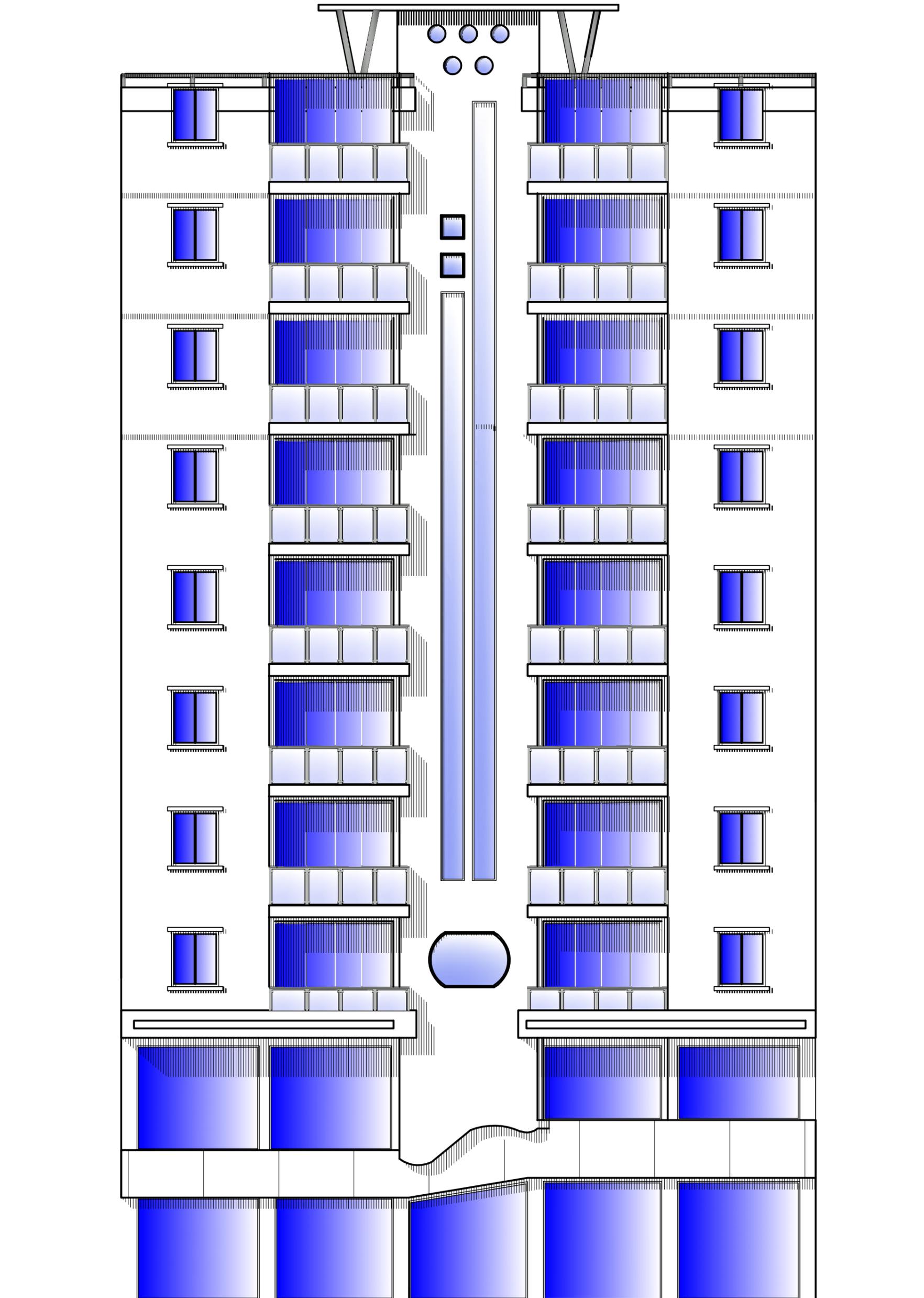
Introduction.....	213
8.1. Prédimensionnement du mur plaque.....	213
8.1.1. Contraintes de sollicitations.....	213
8.1.2. Calcul des sollicitations.....	214
8.1.3. Calcul des sections d'armatures.....	216

Conclusion générale

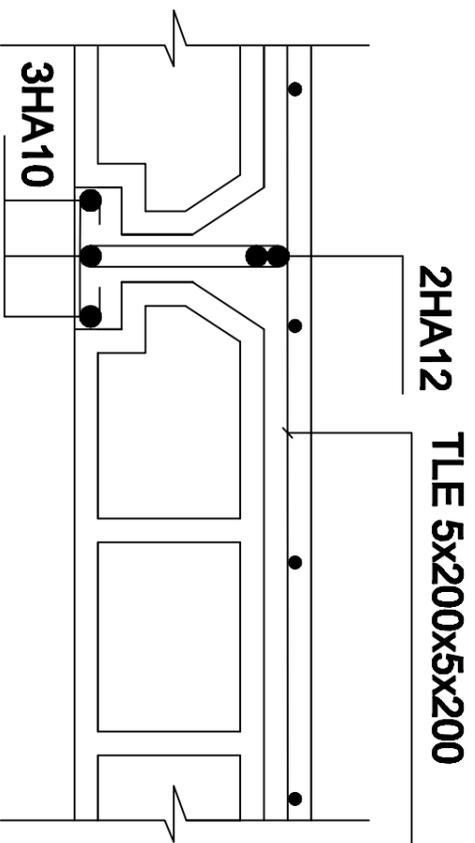
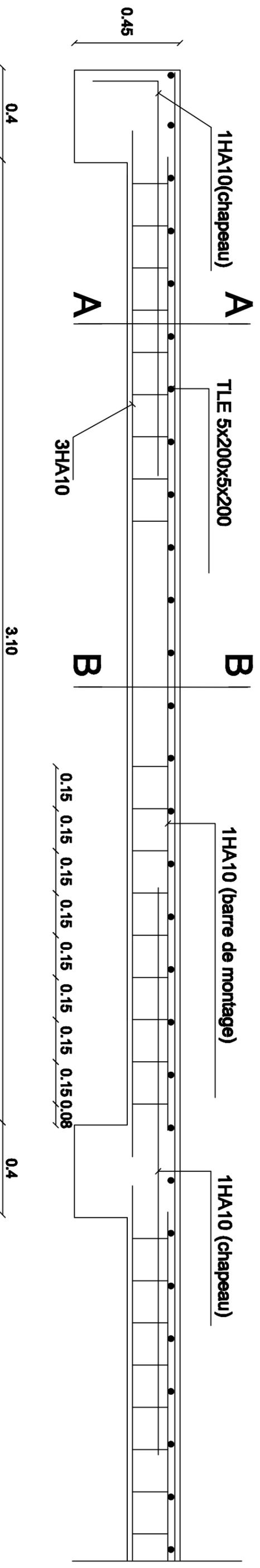
Références bibliographiques



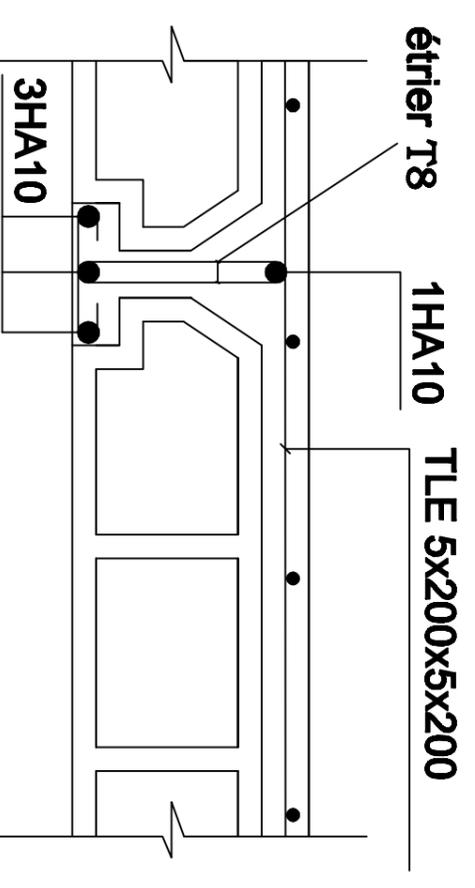
FAÇADE PRINCIPALE



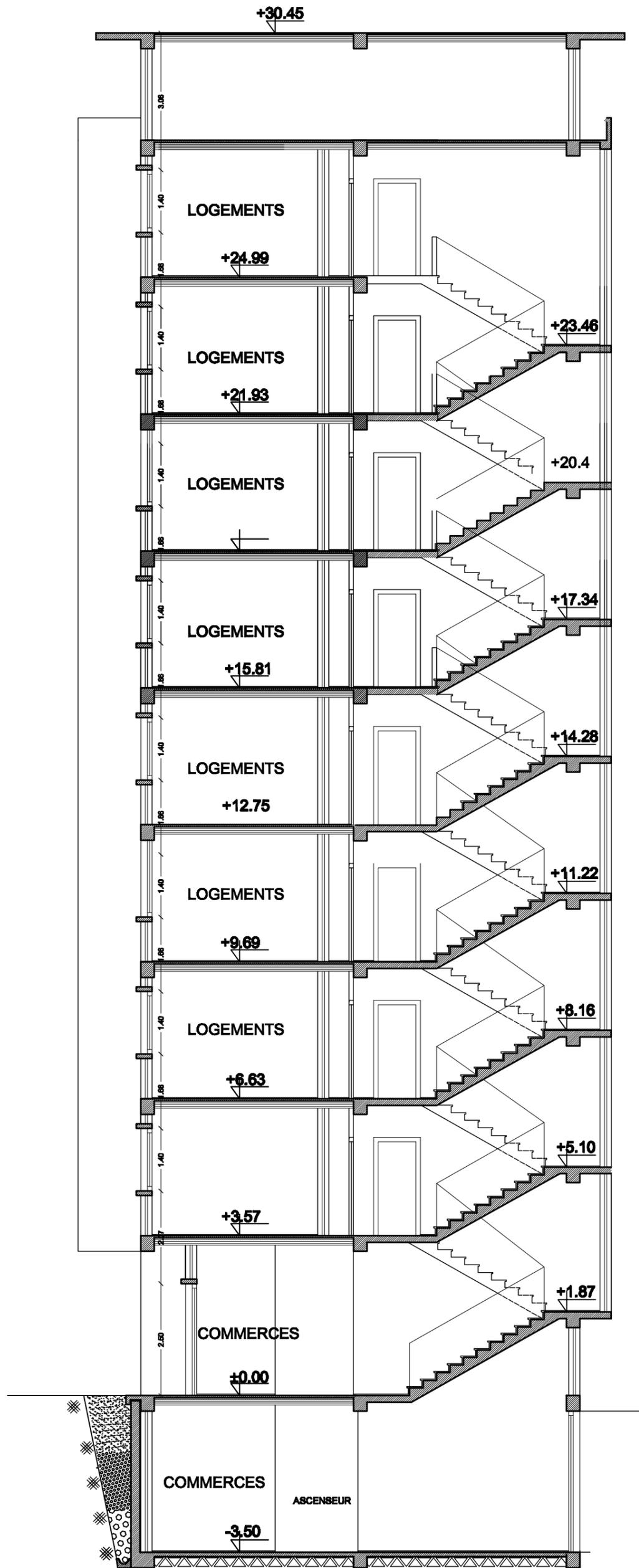
FAÇADE POSTERIEURE



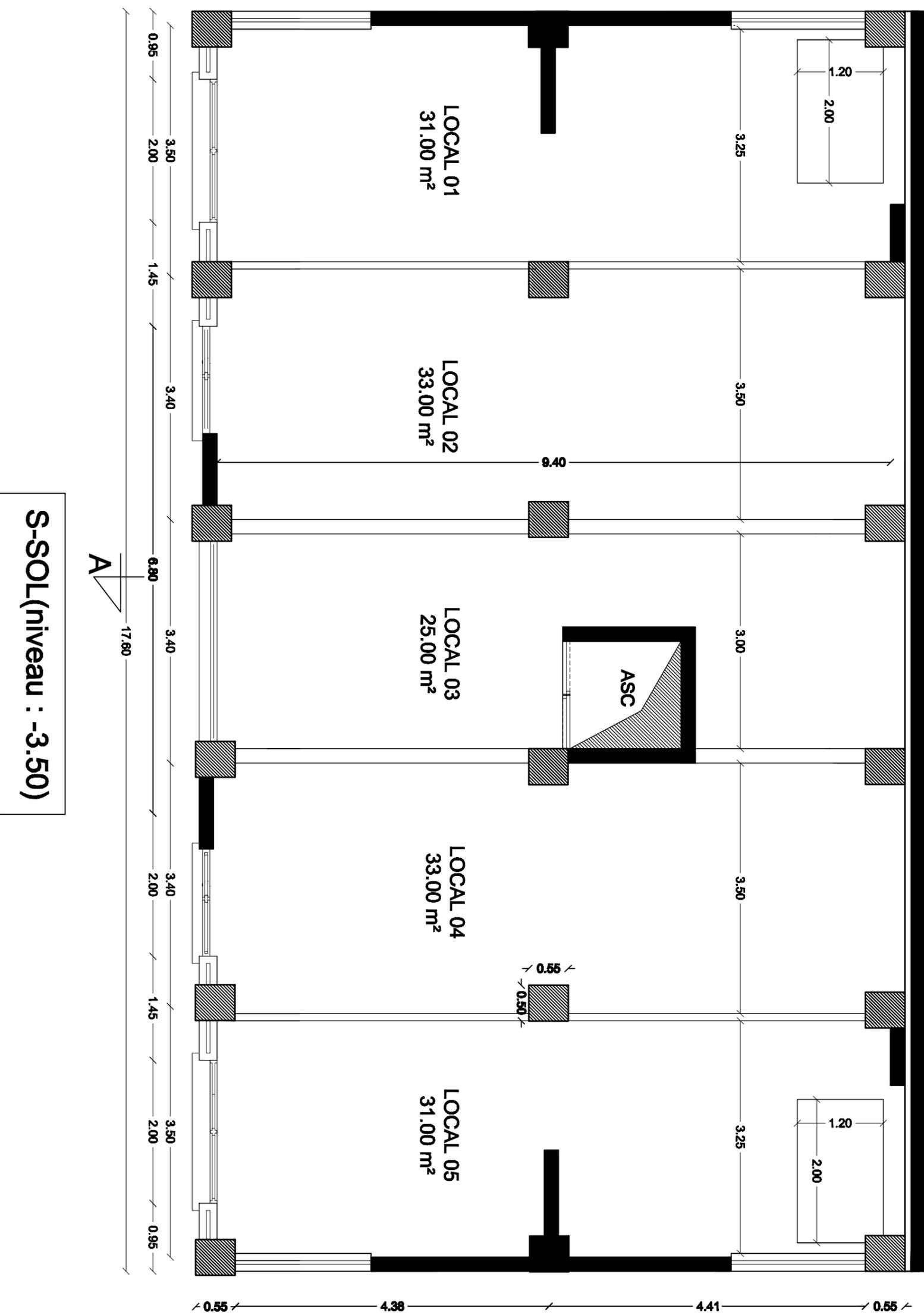
Coupe A-A

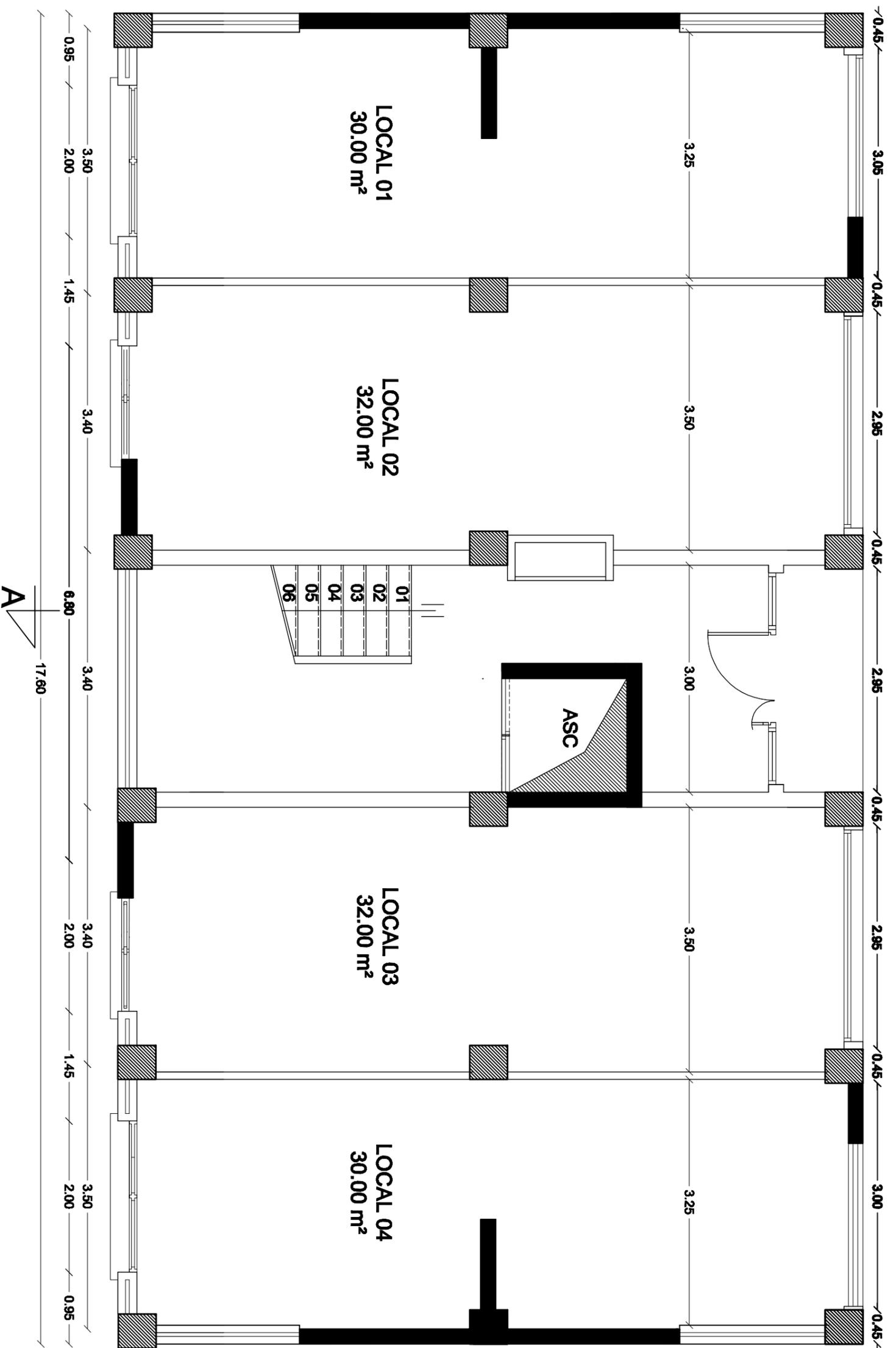


Coupe B-B



COUPE AA





LOCAL 01
30.00 m²

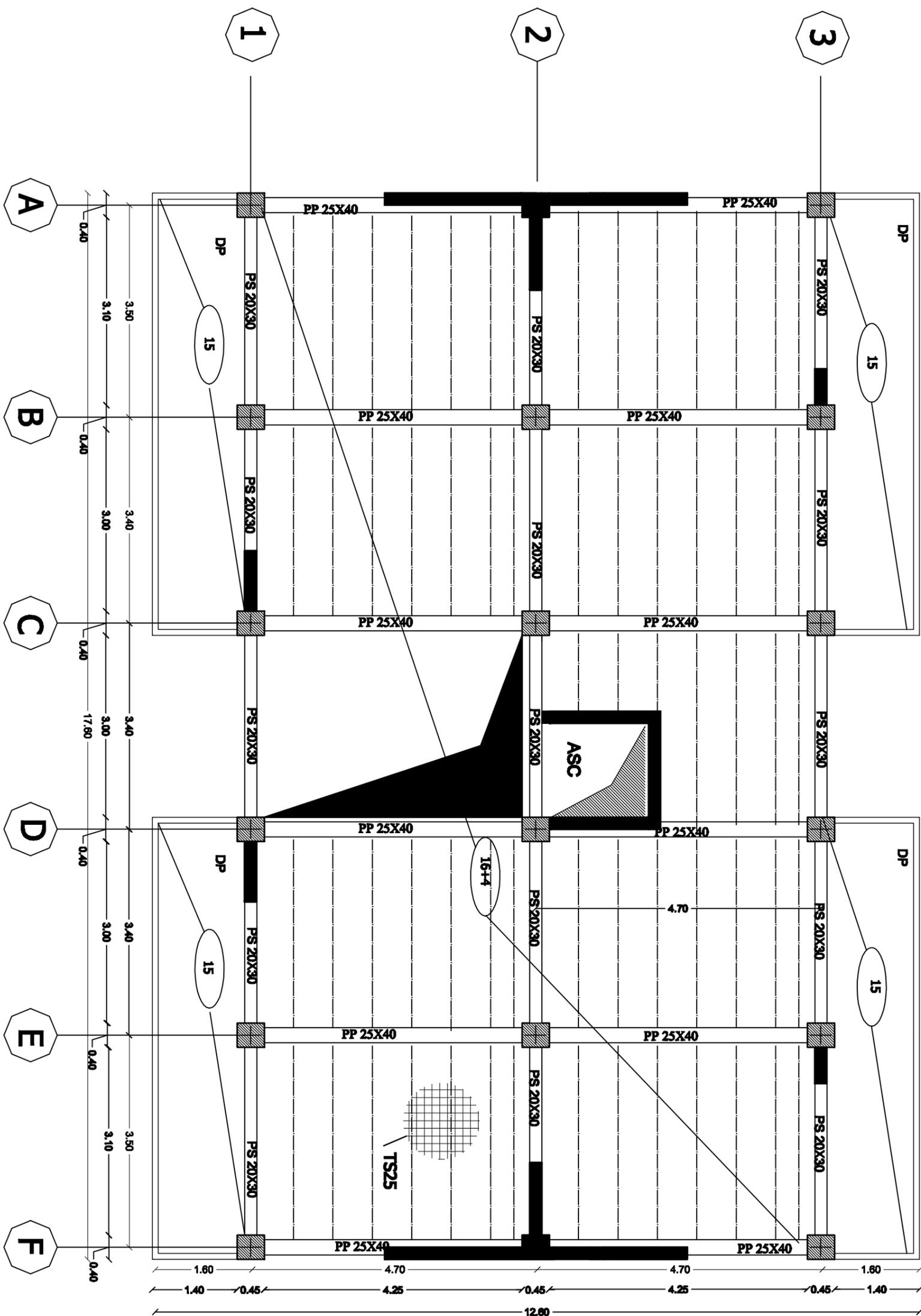
LOCAL 02
32.00 m²

LOCAL 03
32.00 m²

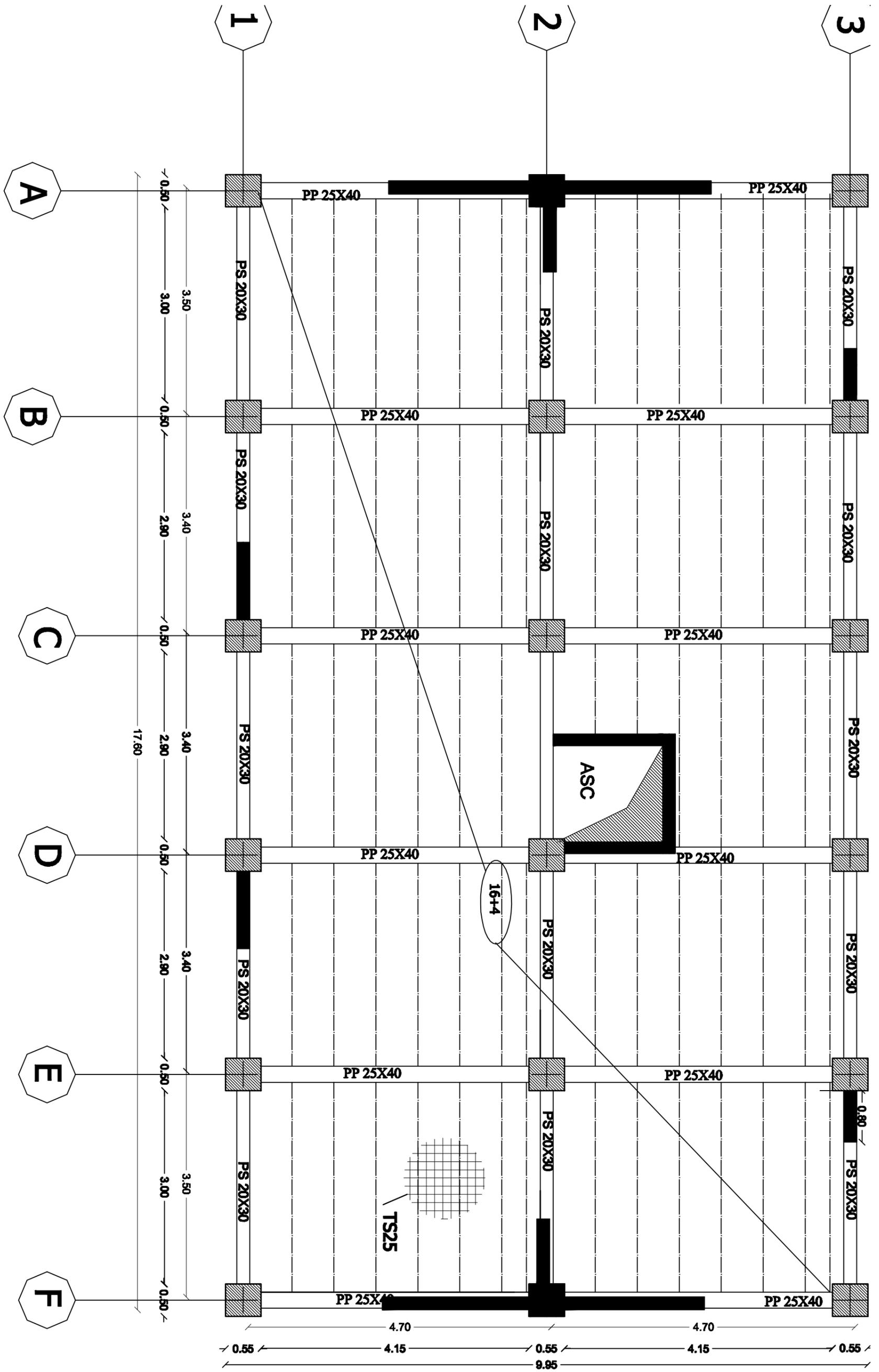
LOCAL 04
30.00 m²

ASC

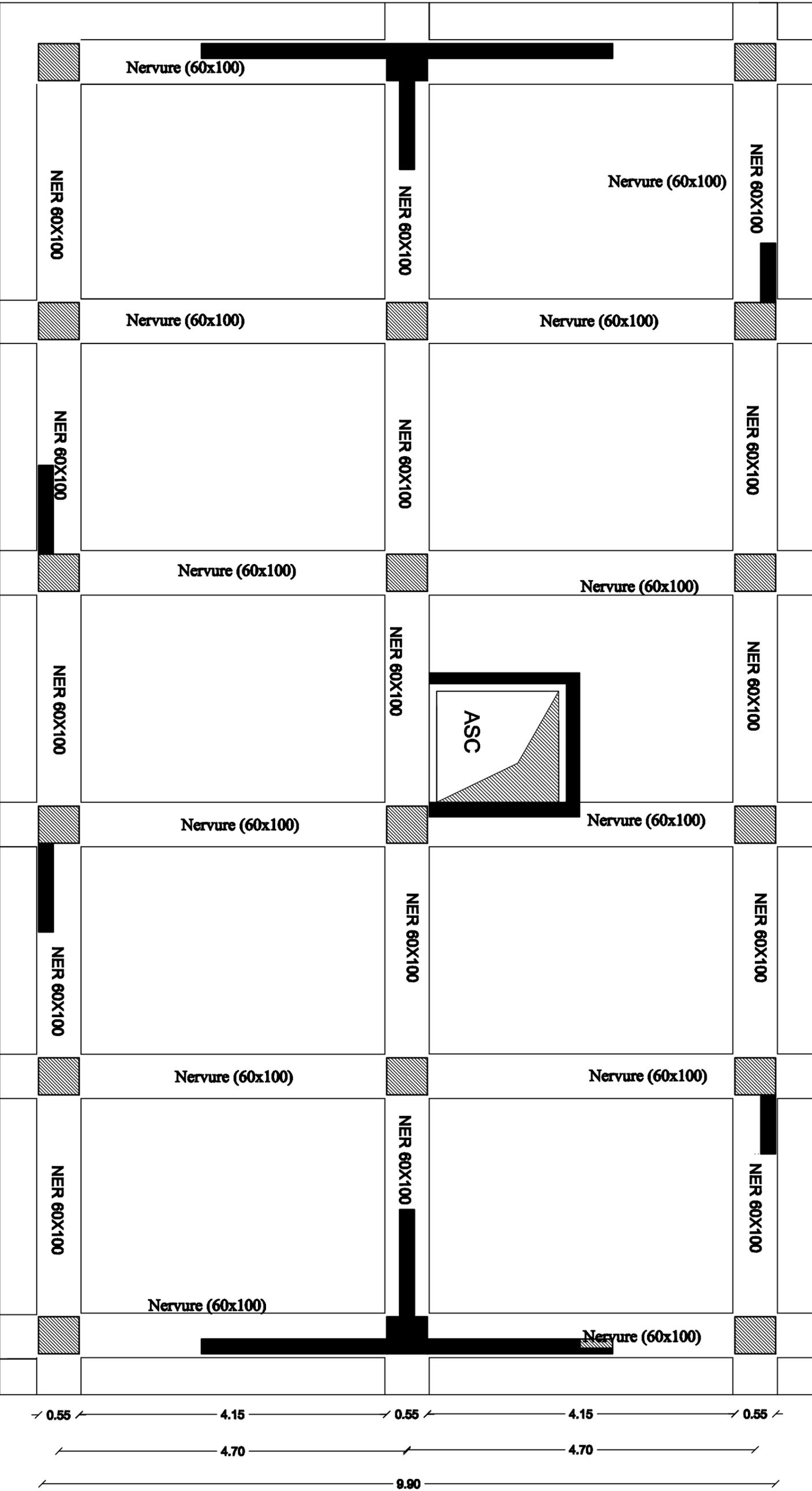
RDC (niveau : ±0.00)



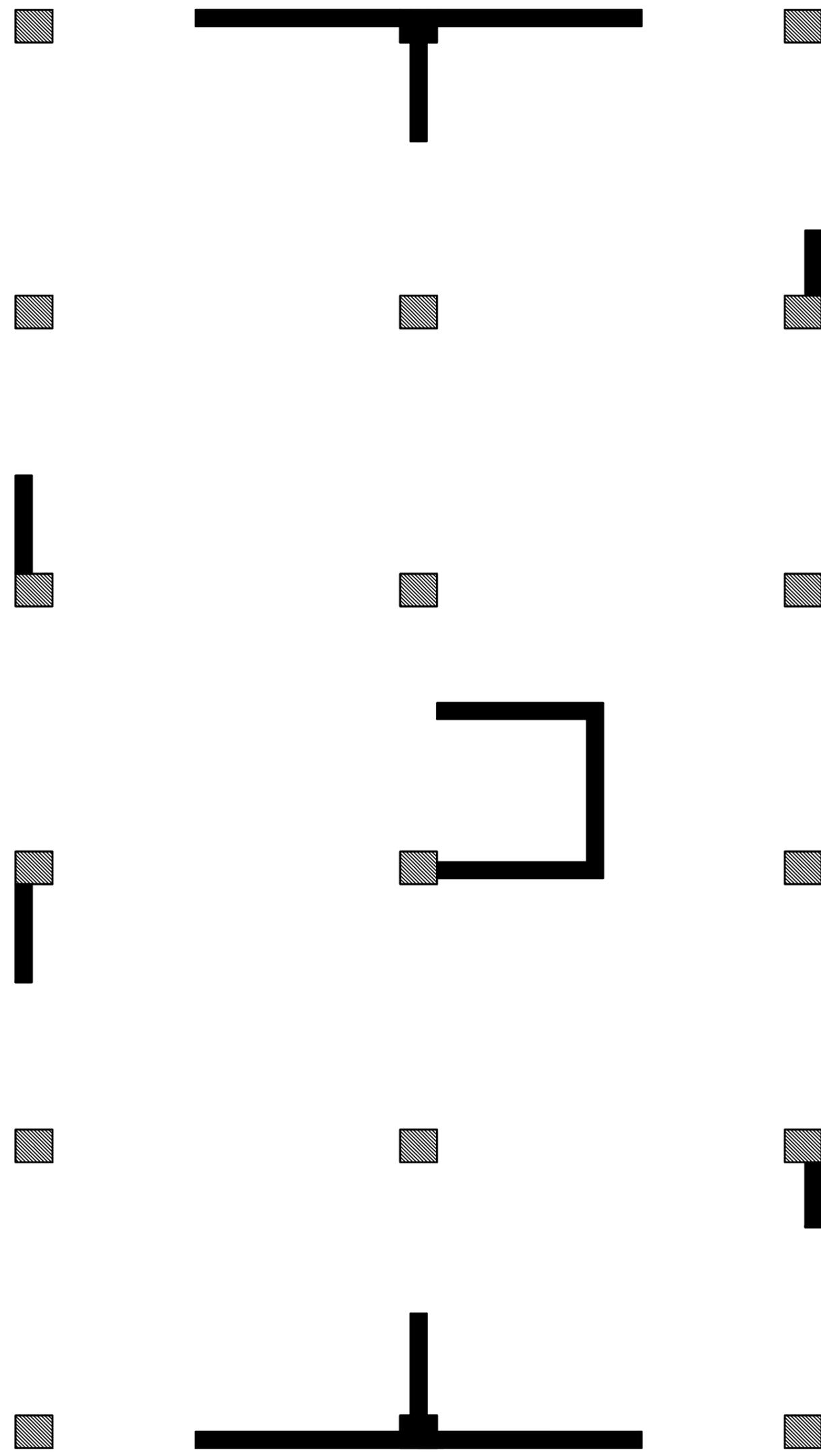
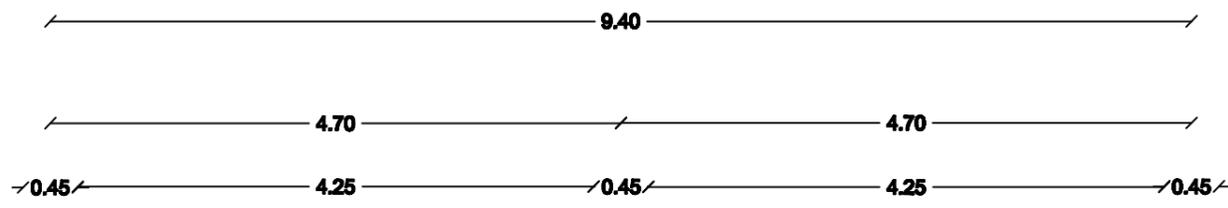
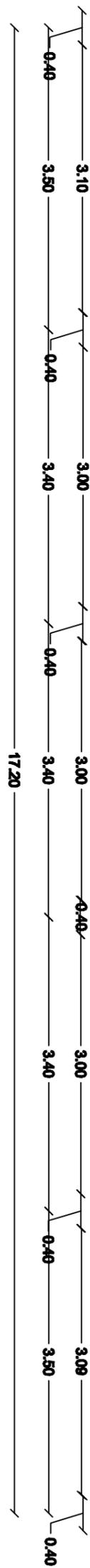
Plan de coffrage de l'étage courant



Plan de coffrage du Sous-sol



Plan de coffrage des fondations



Plan de la disposition des voiles

Introduction

Ce premier chapitre décrit globalement notre ouvrage, à savoir ses caractéristiques géométriques, ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux), les caractéristiques des matériaux le composant, et la réglementation utilisée.

1.1. Présentation de l'ouvrage

La structure faisant l'objet de notre étude, est un bâtiment en (R+8+S-SOL) à usage d'habitation et commercial. Ce projet, qui nous a été confié par le bureau d'étude (ACHIM) sis à Tizi Ouzou, sera implanté à Timizar Loughbar (wilaya de Tizi-Ouzou). Le RPA99 (version 2003) classe la région en zone de moyenne sismicité (zone IIa) et l'ouvrage de groupe d'usage 2 « Ouvrages d'importance moyenne ». Ce bâtiment est composé de :

- un s-sol à usage commercial ;
- un RDC à usage commercial ;
- huit étages à usage d'habitation ;
- une terrasse inaccessible ;
- une cage d'escalier ;
- une cage d'ascenseur ;

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

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

Hauteur totale du bâtiment.....	33.95 m.
Longueur du bâtiment.....	17.60 m.
Largeur du bâtiment.....	12.60 m.
Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m.
Hauteur du rez de chaussé.....	3.57 m.
Hauteur de l'entre sol	3.50 m.

1.3. Eléments de l'ouvrage

a. Ossature (éléments principaux)

La structure est constituée par des voiles et portiques conformément au RPA2003 (pour les structures qui dépassent une hauteur de 14m, le contreventement est assuré à la fois par des voiles et des portiques).

b. Escaliers

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre structure est dotée d'une seule cage d'escaliers, destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation. Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

c. Cage d'ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels. Notre bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, qui sera constituée de voiles en béton armé et coulée sur place.

d. Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.50(m) de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

e. Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

f. Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique, dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

j. Fondations

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.). Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix de la fondation se fera selon :

- l'importance et l'implantation de l'ouvrage,
- caractéristiques mécaniques du sol.

1.4. 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**)

1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

1.5.1. Béton

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Mais du point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton.

Dans le cas général, la composition est :

Sable propre.....	380 à 450 cm ³
Gravier	750 à 850 cm ³
Dosage de ciment CPJ325.....	325 Kg/m ³
Eau de gâchage.....	150 à 200 l/m ³

- **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 d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Nous considérons pour notre étude, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **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 du (BAEL 91 : Art A.2.1 ,12).

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots \dots (1.1)$$

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

1.5.1.1. Contraintes limites du béton

a. Contrainte limite de résistance à la compression

✓ **Etat limite ultime** : Pour le calcul à l'ELU nous adoptons le diagramme (contrainte – déformation) illustré dans la figure (1.2) suivante :

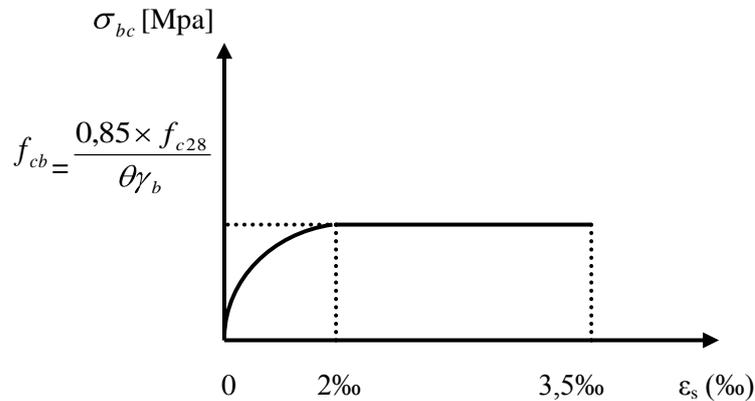


Figure 1.2: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Selon le (BAEL 91 : Art A.4.3, 41), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit :

f_{bu} : contrainte ultime du béton à la compression.

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 :

- $\gamma_b = 1.5$ situation durable.
- $\gamma_b = 1.15$situation accidentelle.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \dots\dots\dots (1.2)$$

Situation courante

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle

$$f_{bu} = 21.74 \text{ Mpa}$$

✓ **Etat limite de service** : Selon le (BAEL 91 : Art A.4.5, 2), la contrainte de résistance à la compression est calculée comme suit : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \dots\dots\dots (1.3)$

Dans notre cas, la contrainte de compression est égale à : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Dans ce cas, on suppose que le diagramme reste dans le domaine linéaire.

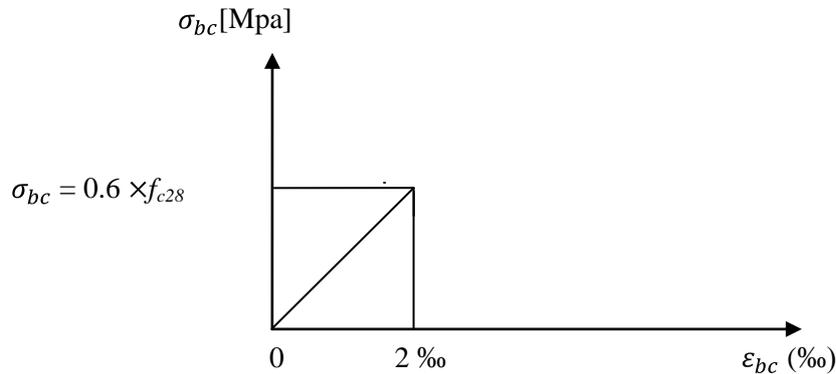


Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

b. Contrainte limite de cisaillement

Selon le (BAEL 91/ Art A.5.1, 211), la contrainte de cisaillement ultime (τ_u) est donnée par les expressions suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible

$$\tau_u = [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}] \dots\dots\dots (1.4)$$

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

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\tau_u = [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}] \dots\dots\dots (1.5)$$

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

$$\tau_u = 3.26 \text{ MPa}$$

1.5.1.2. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a. Module d'élasticité instantané « Eij »

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (1.6)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

b. Module de déformation longitudinal différé du béton (charge de longue durée)

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (1.7)$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c. Module de déformation transversal

Selon le (BAEL 99/Art 2.1.3), il est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}] \dots\dots\dots (1.8)$$

Avec :

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson.

1.5.1.3. Coefficient de poisson (v)

Le coefficient de poisson (v) est le rapport entre la déformation transversale relative et de la déformation longitudinale relative. Selon le (BAEL 91 : Art A.2.1, 3)

$v = 0.2 \longrightarrow$ à l'ELS
 $v = 0 \longrightarrow$ à l'ELU

1.5.2. Acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

- ✓ Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- ✓ Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 400 MPa et 500MPa respectivement.
- ✓ Treillis soudé de type TS520.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e

Le tableau (1.1) suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

Tableau 1.1 : Caractéristiques de l'acier

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration [□]	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

1.5.2.1. Contraintes limites de l'acier

- **ELU**

Elle est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots(1.9)$$

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 A.4.5, 32),
- fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries (BAEL 91/Art A.4.5, 33),

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \square f_{tj}) \right] \dots\dots\dots(1.10)$$

- fissuration très préjudiciable : cas des éléments exposés en milieu agressif (BAEL 91/Art A.4.5, 34),

$$\sigma_s = \max \left[\frac{1}{2} f_e ; 90 \overline{\eta f_{tj}} \right] \dots \dots \dots (1.11)$$

Avec :

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

η : Coefficient de fissuration.

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

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

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance feE 400 sont de limite d'élasticité :
 $f_e = 400 \text{ MPa.}$
- Treillis soudé à haute adhérence ($\varnothing 4, 5 \text{ mm}$) sont de limite d'élasticité :
 $f_e = 520 \text{ Mpa.}$

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 A.2.2, 2), est donné par la figure (1.4). Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

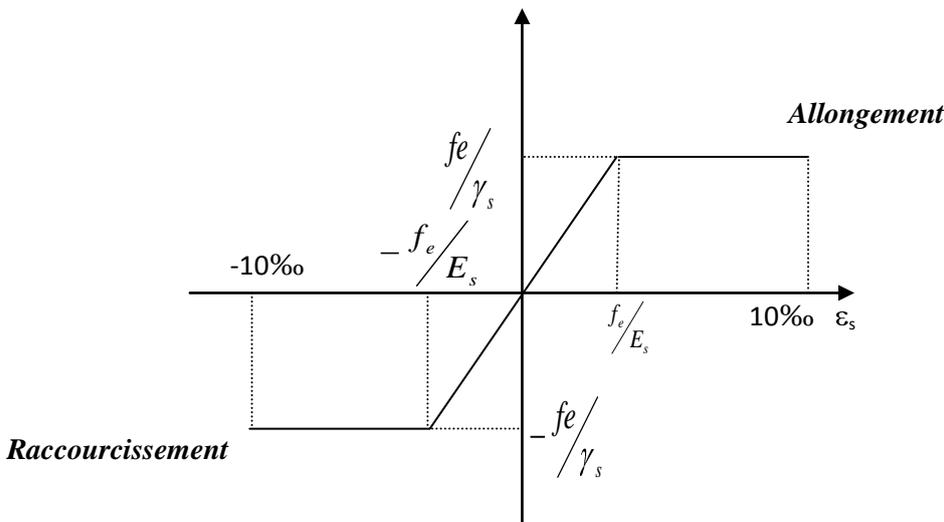


Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

1.5.2.2. Protection des armatures (Art A.7.1 /BAEL91, CBA 93) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit :

- **C= 5 cm** : Pour les ouvrages ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- **C= 3 cm** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.
- **C= 1cm** : Pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

1.6. Contrainte admissible du sol

Les essais géotechnique réalisés par le **LABORATOIRE AGREE DE GEOTECHNIQUE ET DE CONTROLE(GEOSAT)** en 2014 ont donné :

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.
- Site S2 (ferme).

1.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous retenons, pour les besoins de calcul dans les chapitres suivants, les résultats ci- dessous :

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.

Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au prédimensionnement des éléments de notre projet (planchers, poutres, poteaux et voiles, tout en respectant la réglementation en vigueur (RPA2003, BAEL91 et le DTR) afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

2.1. Planchers en corps creux

Dans notre structure, nous disposons de planchers en corps creux constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée (figure 2.1).

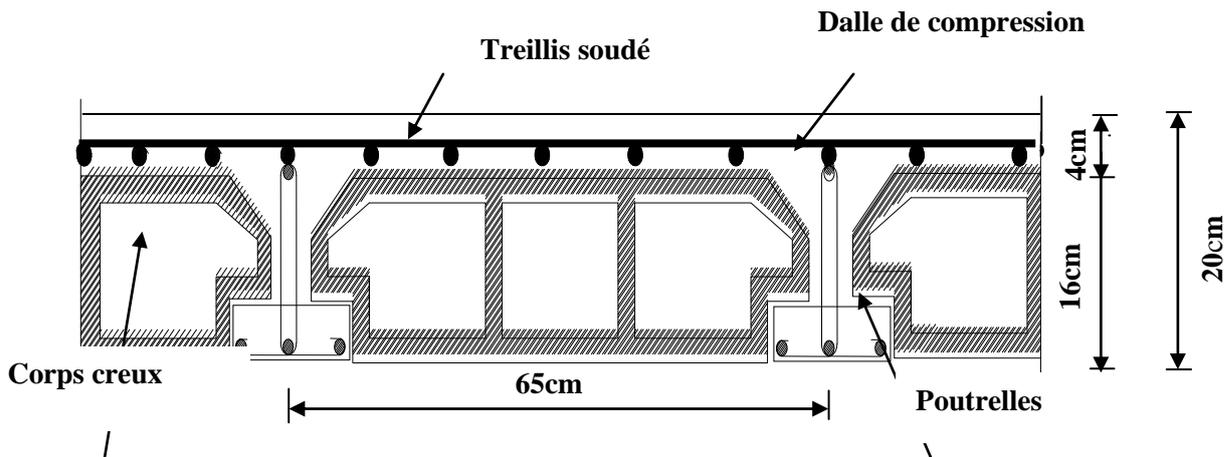


Figure 2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par la relation du BAEL91 (Art B.6.8, 424)

$$h_t = \frac{L_{\max}}{22.5} \dots \dots \dots (2.1)$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles, égale à 325 cm

Ce qui nous donne : $h_p = 14.44 \text{ cm}$

On opte pour des planchers (16+4) cm avec :

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4 cm**

2.2 Dalle pleine

Les dalles pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée.

a- Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastree.

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (2.2)$$

avec :

L : étant la largeur de la console, égale à 150 cm

Ce qui donne : $e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$,

Nous adoptons $e_p = 15 \text{ cm}$

b. Isolation acoustique

L'épaisseur minimale de la dalle est donné par : $h_0 = \frac{M}{\rho} \dots\dots\dots(2.3)$

M : masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m^2

ρ : masse volumique du béton

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

c. Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, le (DTU, Norme P92-701) préconise une épaisseur minimale de la dalle pleine supérieure à 11 cm.

Enfin : $e_p = \max(15, 14, 11) = 15 \text{ cm}$

2.3 Poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 (version 2003) (Art 7.5.1)** :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Dans les constructions en béton armé, nous distinguons deux types de poutres :

Poutres principales PP

$$\text{Hauteur « ht » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq \text{ht} \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(2.4)$$

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$445/15 \leq h \leq 445/10 \Rightarrow 29,67 \leq h \leq 44,5$$

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

$$\text{La largeur « b » : } 0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht} \dots\dots\dots(2.5)$$

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

$$\text{Soit : } b = 25 \text{ cm}$$

Section adoptée

Poutres principales PP \Rightarrow (25x40)

Poutres secondaires PS:

$$\text{Hauteur « ht » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq \text{ht} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$325/15 \leq h \leq 325/10 \Rightarrow 21,67 \leq h \leq 32,5$$

$$\text{Soit : } h = 30 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur « b » : } 0,4 \text{ ht} \leq b \leq 0,7 \text{ ht}$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

$$\text{Soit : } b = 20 \text{ cm]$$

Section adoptée :

Poutres principales PS \Rightarrow (20x30)

Les vérifications des conditions, exigées par le RPA99 sont présentées dans le **tableau 2.1**

Tableau 2.1 : Vérification des conditions exigés par le RPA99 (version 2003) (Art 7.5.1)

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	20 cm	Vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	Vérifiée
$\frac{h}{b} < 4$	1.6	1.5	Vérifiée

2.4. Les poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, dont l'effort normal N_s . Nous procéderons alors au calcul de la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression des charges.

La section du poteau est donnée par la formule : $S_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$(2.6)

Avec : $N_s = G + Q$.

S_p : section transversale du poteau,

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

σ_{bc} : contrainte limite à la compression du béton donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$(2.7)

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

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes, en zone Π_a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$,
- $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$,
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4$

2.5. Descente de charge

2.5.1 Surface d'influence

Le calcul est effectué par le poteau le plus sollicité est « E5 » (voir plan).

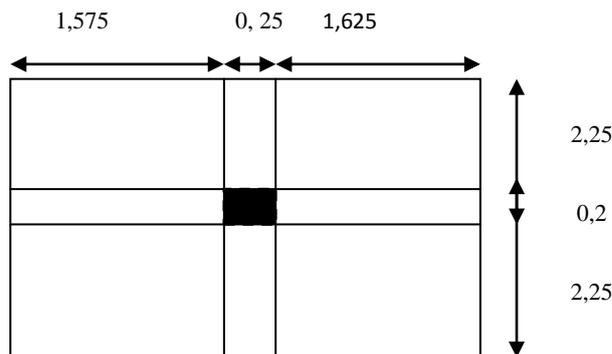


Figure 2.2 : Surface d'influence

Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$S_1 = 2,25 \times 1,575 = 3,544 \text{ m}^2$.

$S_2 = 2,25 \times 1,625 = 3,656 \text{ m}^2$.

$S_3 = 2,25 \times 1,575 = 3,544 \text{ m}^2$.

$S_4 = 2,25 \times 1,625 = 3,656 \text{ m}^2$.

S = 14,4 m²

2.6. Détermination des charges et surcharges

2.6.1 Charges permanentes :

- Terrasse inaccessible :

a- Plancher terrasse (inaccessible)

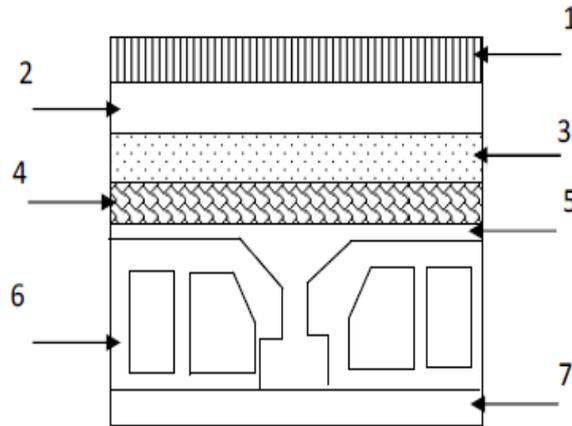


Figure 2.3 : Représentation du plancher terrasse

Tableau 2.2 : Charge permanente de la terrasse

N °	Désignation des éléments	(kN/m ³)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0,050	0,85
2	Étanchéité multicouche	6	0,020	0,12
3	Forme de pente	22	0,07	1,54
4	Feuille de polyane	4	0,04	0,16
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	14	0,2	2,8
	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
				G=5,83

b- Etage courant, RDC et S-SOL

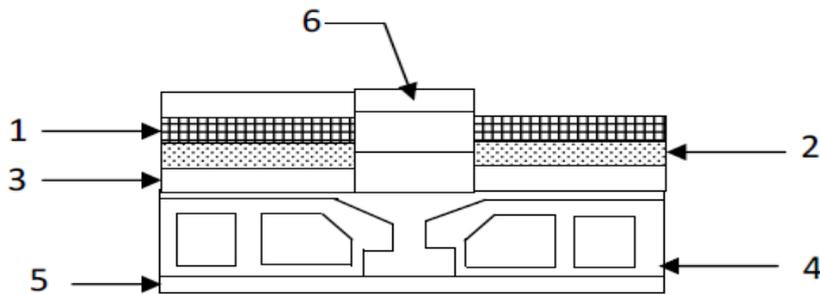


Figure 2.4 : Représentation du plancher étage courant

Tableau 2.3 : Charge permanente de l'étage courant

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	Plancher à corps creux (16+4)	14	0,2	2,8
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
6	Cloisons en briques creuses	9	0,1	0,9
				G= 5.1

c- Dalle pleine (balcons)

Tableau 2.4 : Charge permanente du balcon

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	0,15	3,75
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 5.15

d- Murs extérieurs :

Ils seront en double parois en briques creuses.

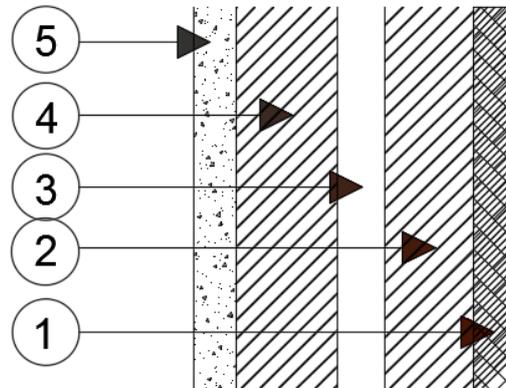


Figure 2.5 : Présentation du mur extérieur

Tableau 2.5 : Charge permanente du mur extérieur

N °	Désignation des éléments	(KN/m)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Brique	9	0,10	0.9
3	Lame d'air	00	0,05	00
4	Brique	9	0,10	0.9
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 2.36

e-Mur intérieur

Tableau 2.6 : Charge permanente du mur intérieur

N °	Désignation des éléments	(KN/m)	e(m)	Poids (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
2	Brique	9	0,10	0.9
3	Enduit de plâtre	10	0,02	0.2
				G= 1.3

2.6.2. Surcharges d'exploitation

Tableau 2.7.: Surcharges d'exploitation de tous les éléments

Eléments	Surcharges Q (kN/m ²)
Acrotère	1
Terrasse inaccessible	1
Etage courant	1.5
Rdc et entre sol (commerce)	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

2.6.3. Calcul du poids propre et des surcharges d'exploitations des éléments

- **Planchers**

Plancher terrasse

$$G = 14,4 \times 5,83 = 83,95 \text{ KN}$$

$$Q = 14,4 \times 1 = 14,4 \text{ KN}$$

Plancher étage courant

$$G = 14,4 \times 5,1 = 73,44 \text{ KN}$$

$$Q = 14,4 \times 1,5 = 21,6 \text{ KN}$$

Plancher RDC et S- sol

$$G = 14,4 \times 5,1 = 73,44 \text{ KN}$$

$$Q = 14,4 \times 3,5 = 50,1 \text{ KN}$$

- **Poutres**

Poutres Principales (25x40) : $G^{PP} = (0,25 \times 0,40 \times 4,45) \times 25 = 11,125 \text{ KN}$

Poutres Secondaires (20x30) : $G^{PS} = (0,2 \times 0,3 \times 3,2) \times 25 = 4,8 \text{ KN}$

$$G = G^{PP} + G^{PS} = 11,125 + 4,8 = 15,925 \text{ KN}$$

- **Poteaux**

Sous- sol

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,3 \times 25 = 5,16 \text{ KN}$$

RDC

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,37 \times 25 = 5,27 \text{ KN}$$

Etage courant

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 2,86 \times 25 = 4,47 \text{ KN}$$

2.7. 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 tout le plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \dots \dots \dots (2.8)$$

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 à Q' pour le RDC et le S- sol

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Terrasse : $Q_0 = 14,4 \text{ KN}$

Niveau 7 : $Q_0 + Q = 14,4 + 21,6 = 36 \text{ KN}$

Niveau 6 : $Q_0 + 0,95 (2Q) = 14,4 + 0,95 (2 \times 21,6) = 55,44 \text{ KN}$

Niveau 5 : $Q_0 + 0,90 (3Q) = 14,4 + 0,90 (3 \times 21,6) = 72,72 \text{ KN}$

Niveau 4 : $Q_0 + 0,85 (4Q) = 14,4 + 0,85 (4 \times 21,6) = 87,84 \text{ KN}$

Niveau 3 : $Q_0 + 0,80 (5Q) = 14,4 + 0,80 (5 \times 21,6) = 100,8 \text{ KN}$

Niveau 2 : $Q_0 + 0,75 (6Q) = 14,4 + 0,75 (6 \times 21,6) = 111,6 \text{ KN}$

Niveau 1 : $Q_0 + 0,714 (7Q) = 14,4 + 0,714 (7 \times 21,6) = 122,367 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0,688 (7Q+Q') = 14,4 + 0,688 [(7 \times 21,6) + 50,1] = 152,89 \text{ KN}$

S-SOL : $Q_0 + 0,667 (7Q+2Q') = 14,4 + 0,667 [(7 \times 21,6) + (2 \times 50,1)] = 182,08 \text{ KN}$

Tableau 2.8 : 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 (kN)	Q cumulée (kN)	N= G+Q (kN)	$S_p = \frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section Adoptée (cm ²)
Terrasse	83,95	15,925	4,47	104,35	104,35	14,4	14,4	118,75	79,17	(30x35)
Niveau 7	73,44	15,925	4,47	93,84	198,19	21,6	36	234,19	156,13	(30x35)
Niveau 6	73,44	15,925	4,47	93,84	292,03	21,6	57,6	349,63	233,09	(35x40)
Niveau 5	73,44	15,925	4,47	93,84	385,87	21,6	79,2	465,07	310,05	(35x40)
Niveau 4	73,44	15,925	4,47	93,84	479,71	21,6	100,8	580,51	387,01	(35x40)
Niveau 3	73,44	15,925	4,47	93,84	573,55	21,6	122,4	695,95	463,97	(40x45)
Niveau 2	73,44	15,925	4,47	93,84	667,39	21,6	144	811,39	540,93	(40x45)
Niveau 1	73,44	15,925	4,47	93,84	761,23	21,6	165,6	926,83	617,9	(40x45)
RDC	73,44	15,925	5,27	94,64	855,87	50,1	215,7	1071,57	714,37	(45x50)
S-SOL	73,44	15,925	5,16	94,53	950,4	50,1	265,8	1216,2	810,8	(50x55)

Tableau 2.9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone II_a

Vérifications / Niveaux	Section adoptée	Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25 cm,	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$,	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} < 4$.
S-sol	(50x55)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
RDC	(45x50)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Niveau 1, 2 et 3	(40x45)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Niveau 4,5 et 6	(35x40)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Niveau 7 et terrasse	(30x35)	vérifiée	vérifiée	vérifiée

2.8. 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 sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux sont :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots \dots (2.9)$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

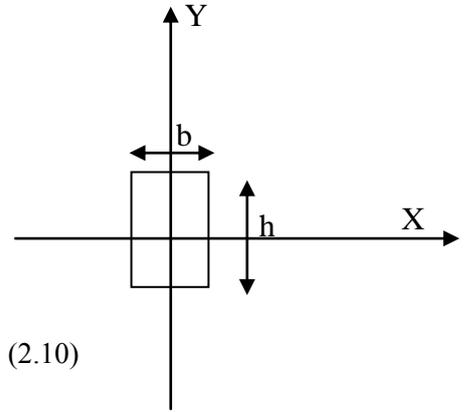
L_0 : hauteur libre du poteau ;

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$) (2.10)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

Poteaux (30x35) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50$.



2.9. 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 RPA99 (version 2003) qui préconise la condition : $L \geq 4a$.

avec

a : 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.

$$a \geq \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \dots \dots (2.11)$$

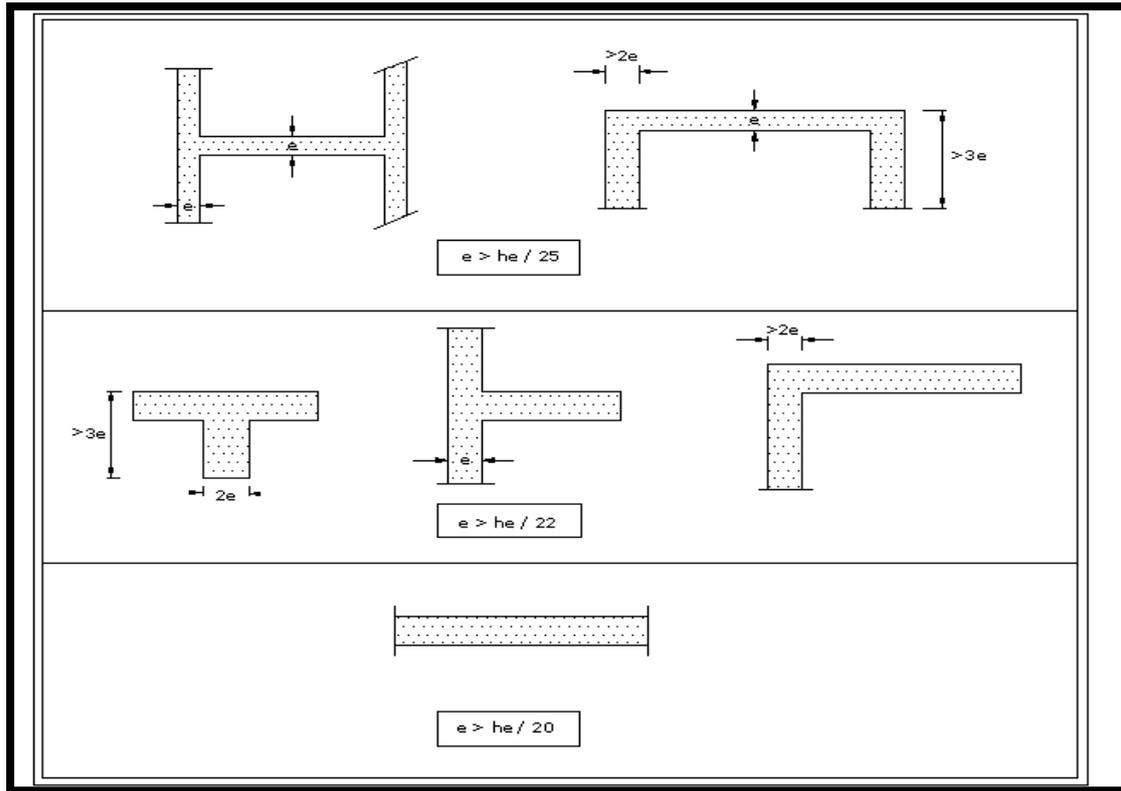


Figure 2.6 : Coupes de voiles en plan

Tableau 2.10 : détermination de l'épaisseur du voile

Niveau	hauteur libre de l'étage (h _e)	Epaisseur du voile (e _p) $E_p = \frac{h_e}{20}$ cm
S-sol	350-20= 330	16.5
RDC	357-20= 337	16.85
Etage courant	306-20= 286	14.3

• **Largeur du voile du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

Avec :

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

L=100 \geq 4x20=80 cm. \Rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion

Les résultats du prédimensionnement sont récapitulés comme suit :

- épaisseur du plancher à corps creux : $h_p = 20$ cm. C'est-à-dire (16+4),
- épaisseur de la dalle des balcons : $e_p = 15$ cm,
- épaisseur des voiles : $a = 20$ cm,
- section des poutres : poutres principales (25x40) et les poutres secondaires (20x30) ;
- section des poteaux :

Tableau 2.11: récapitulatif des sections des poteaux selon les niveaux

Niveau	Section adoptée (cm ²)
S-sol	(50x55)
RDC	(45x50)
Niveau 1, 2 et 3	(40x45)
Niveau 4, 5 et 6	(35x40)
Niveau 7 et terrasse	(30x35)

Introduction

Dans ce troisième chapitre, nous nous intéressons au calcul des éléments secondaires de notre bâtiment tels que : l'acrotère, escaliers, poutre palière, salle machine, balcons, porte à faux et planchers à corps creux.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique, tel que l'acrotère. Bien sûr les règles en vigueur sont appliquées.

3.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment M dans la section d'encastrement.

Le ferrailage s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

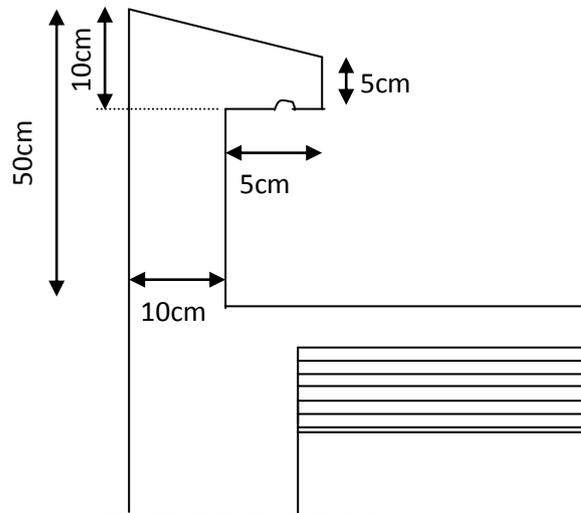


Figure 3.1 : Coupe verticale de l'acrotère

3.1.1 Calcul à L'ELU

a- Evaluation des sollicitations

Poids propre

$$G = \rho \times S \dots \dots \dots (3.1)$$

$$G = 25[(0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.05) + (0.05 \times 0.05 / 2)]$$

$$G = 1.3437 \text{ kN /ml}$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation

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

Effort normal N dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 1.3437 \text{ kN/ml}$$

Moment fléchissant M dû à la surcharge Q

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.5 = 0.5\text{kN.m}$$

Effort tranchant T

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$$

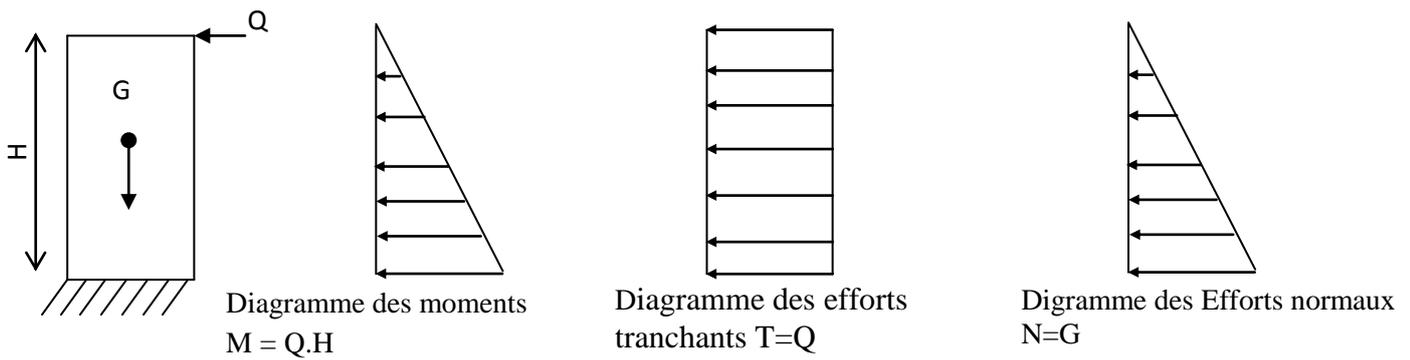


Figure 3.2 : schéma statique de l'acrotère

b- Combinaisons de charges

ELU : La combinaison est $1.35G + 1.5Q$ (3.2)

Effort normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.3437 = 1.8141 \text{ kN/ml}$

Moment de flexion : $M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m}$

Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ kN}$

ELS : La combinaison est $G + Q$ (3.3)

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.3437 \text{ kN/ml}$

Moment de flexion : $M_s = M_Q = 0.5 \text{ kN.m}$

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}$

c- Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment M .

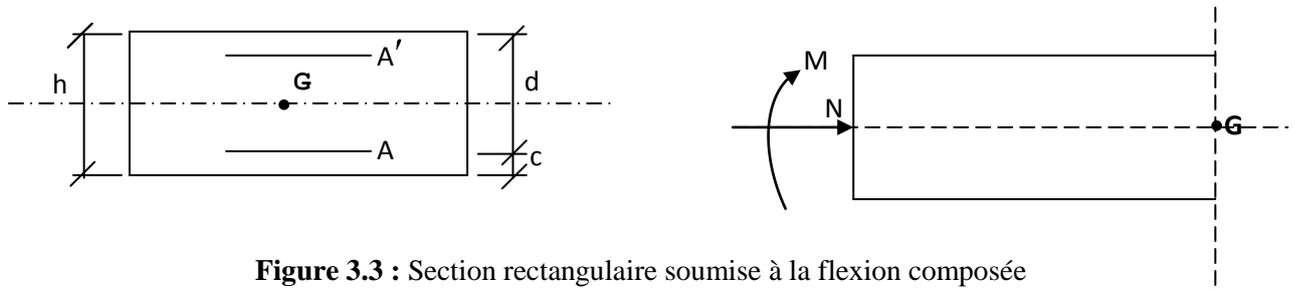


Figure 3.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

c : enrobage

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

- **Position du centre de pression**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \dots\dots\dots(3.4)$$

$$e_u = \frac{0,75}{1,8141} = 0.4134 \text{ m}$$

$$e_u = 41.34\text{cm}$$

$$e_u > h/2 - c \dots\dots\dots(3.5)$$

$$e_u = 41.34\text{cm} > h/2 - c = 3\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple**

$$g = e_u + h/2 - c = 41.34 + 3 = 44.34 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

→ Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots (3.6)$$

$$M_f = 0.75 + 1.141(3) = 0.804 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \dots \dots \dots (3.7)$$

$$\mu = \frac{0.804 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0088$$

$$\mu = 0.0088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0.0088 \Rightarrow \beta = 0.9956 \text{ (du tableau)}$$

→ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \dots \dots \dots (3.8)$$

$$A_f = \frac{0.804 \times 10^3}{0.9956 \times 8 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots \dots \dots (3.9)$$

$$A_{st} = 29 - \frac{1814.1}{348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

3.1.2 Vérification

a- Condition de non fragilité (BAEL / Art A-4-2-1)

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \dots \dots \dots (3.10)$$

$$e_s = \frac{0.5}{1.3437} = 0.372 \text{ m}$$

$$e_s = 37 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \dots \dots \dots (3.11)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} \cdot \frac{370 - 0.45(80)}{370 - 0.185(80)} = 0.908$$

$A_{st} = 0.24 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.908 \text{ cm}^2$. La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité, ainsi, nous adoptons : $A_{st} = A_{\min} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

→ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \dots \dots \dots (3.12)$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 17 \text{ cm}$

b-Vérification au cisaillement (BAEL / Art A-5-1,211)

Il y a lieu de vérifier la condition : $\tau_u < \bar{\tau}$

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}] \dots \dots \dots (3.13)$$

$$\bar{\tau} = \min [(0.15 \times \frac{25}{15}); 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau} = \min [2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots \dots \dots (3.14)$$

avec : $V_u = 1.5 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1500}{80 \times 1000} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{La condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL / Art A-6-1,3)

Il y a lieu de vérifier la condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i} \dots \dots \dots (3.15)$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = \pi \times n \times \varnothing = \pi \times 4 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{et : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \dots \dots \dots (3.16)$$

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

$\Psi_s = 1.5$ (Barre haute adhérence)

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Espacement**

Armatures principales : $St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$St < \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \implies$ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition : $St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$St < \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$St = 35 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \implies$ **Condition vérifiée**

3.1.3 Vérifications des contraintes à l'ELS

a- Dans le béton

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 80} = 0.251$$

$\beta = 0.920$; $K_1 = 47.50$; $\alpha_1 = 0.24$ (du tableau)

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 33.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \frac{1}{K_1} = 0.71 \text{ MPa}$$

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

Donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies$ **La condition est vérifiée**

b- Dans l'acier (BAEL / Art A-4-5,33)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3} ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}}) \right\} \dots\dots\dots(3.19)$$

$n = 1.6$: Coefficient de fissuration (barre H.A)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{400}{3} ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 25}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; \max(200 ; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 58.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies$ **La condition est vérifiée**

3.1.4 Vérification de l'acrotère au séisme

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots\dots\dots(3.20) \text{ (Art 6.2.3 RPA99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

(A = 0,15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère égale à ; 1,3437 kN/ ml ;

C_p (facteur de force horizontale) = 0,8

Ce qui donne : $F_p = 4 \times 0,15 \times 1,3437 \times 0,8 = 0,645 < Q = 1 \text{ kN/ml}$.

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales \longrightarrow 4HA8 / ml, avec $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition \longrightarrow 3HA8, avec $S_t = 17 \text{ cm}$

Le plan de ferrailage est en annexe

3.2. Plancher

Notre structure dispose des planchers en corps creux, constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en section T disposées suivant la petite portée distante de 65cm entre axes et assurant la fonction de portance.
- Le corps creux qui repose sur les poutrelles, utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armée.

Dans notre cas, nous aurons à étudier deux types de planchers ayant pour différentes surcharges d'exploitations l'étude pour un type de plancher (plancher le plus défavorable), et on adoptera le même ferrailage pour :

1. plancher étage courant,
2. S-sol et RDC,
3. plancher terrasse,

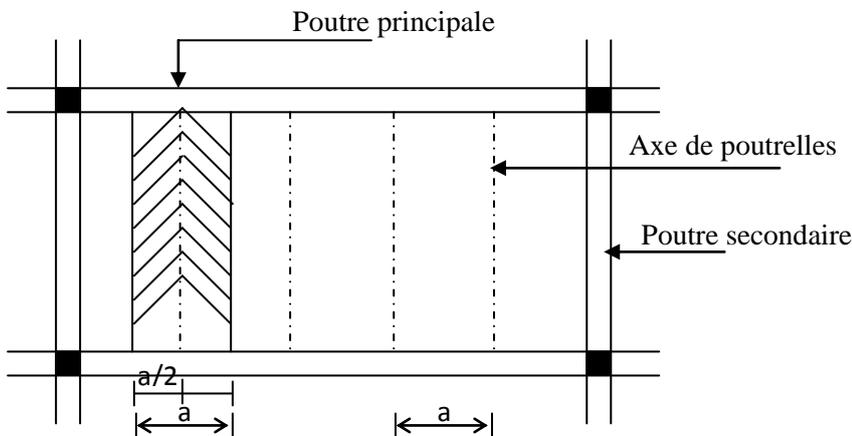


Figure3.4 : surfaces revenant aux poutrelles

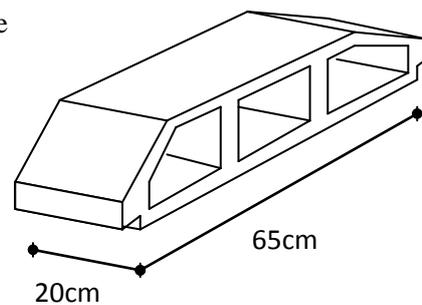


Figure3.5 : Corps creux

3.2.1 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4 à 5cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissuration par retrait,
- résister aux effets de charges appliquées,
- reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines,

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} \dots \dots \dots (3.20)$$

avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}_1} \rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \dots \dots \dots (3.21)$$

$$A_{//} = \frac{0.98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de dimension ($5 \times 5 \times 200 \times 200$).

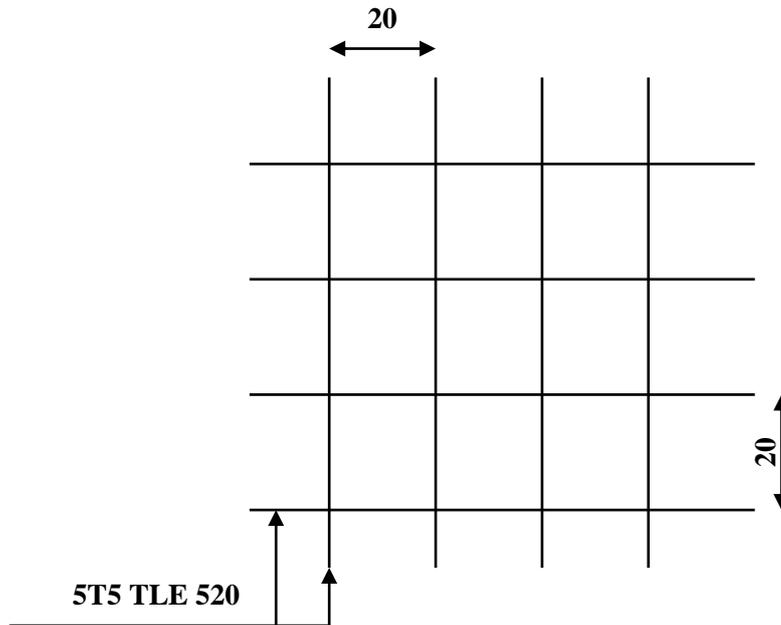


Figure 3.6 : Schéma statique du treillis soudé

3.2.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles successives.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

3.2.2.1: Avant le coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, et elle travaille en flexion simple.

- **Charges et surcharges**

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux (16 cm) : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier = 1 kN/ml .

- **Combinaison des charges**

$G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ kN/ml}$.

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

$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ kN/ml}$.

- **Ferrailage à l'état limite ultime**

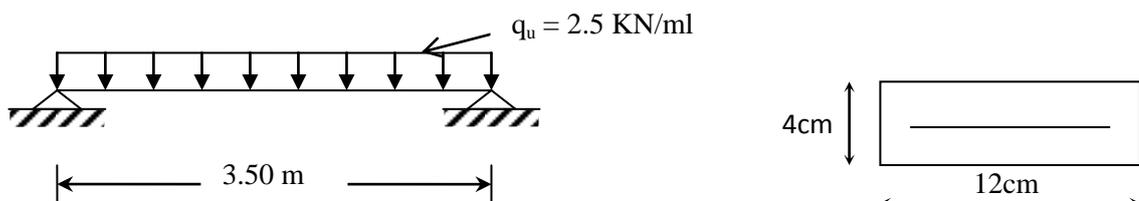


Figure 3.7: Schéma de calcul de la poutrelle

Le calcul se fera en flexion simple :

- Calcul du moment fléchissant :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \dots\dots\dots(3.22)$$

$$M_u = 2.5 \times \frac{3.5^2}{8} = 3.83 \text{ kN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \dots\dots\dots(3.23)$$

$$T_u = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.38 \text{ kN}$$

- Calcul des armatures :

$b = 12 \text{ cm}$; $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$\mu_b = \frac{3,83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,61 > \mu_1 = 0.392$$

⇒ **Section doublement armée**

Conclusion:

Les armatures comprimées sont nécessaires, et sachant que la section des poutrelles est très réduite, il est impossible de disposer des armatures de compression. Ce qui nous oblige à prévenir des étais intermédiaires pour aider les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

3.2.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Dans ce cas, le calcul sera conduit en considérant la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

3.2.2.3. Détermination des dimensions de la section en T

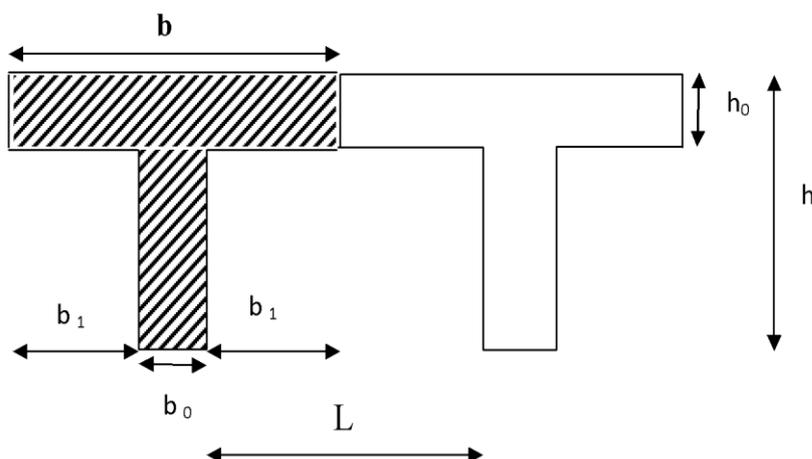


Figure 3.8 : Schéma de la table de compression

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.

33cm pour les armatures // aux poutrelles.

avec :

$b=65\text{cm}$: entre axe des poutrelles.

$h=(16+4)$: hauteur du plancher en corps creux.

$b_0=12\text{cm}$: largeur de la poutrelle.

$h_0=4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

L_1 : longueur de la plus grande travée : $L_1=3.5\text{ m}$,

L : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles : $L=65-12=53\text{ cm}$

La largeur de l'hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8 h_0 \right\} \dots\dots\dots(3.24)$$

$$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{350}{10} = 35\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40\text{cm} \quad \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26,5\text{cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 65\text{cm}.$$

3.2.2.4. Choix de la méthode

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments
- **Combinaison de charge**

$$G = 5.1 \times 0.65 = 3.32\text{ kN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.23\text{ kN/ml}$$

$$\text{A l'E.L.U : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.83\text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'E.L.S : } q_s = G + Q = 5.55\text{ KN/ml}$$

3.2.2.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

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

$$Q \leq \max \{ G; 5\text{ kN / ml} \} \dots\dots\dots(3.25)$$

$$Q = 2.5\text{ kN/ml} \leq \max \{ 6.64; 5\text{ kN / ml} \} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

\Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \dots\dots\dots(3.26)$$

$$0.8 < \frac{3,5}{3,4} = 1,03 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3,4}{3,4} = 1 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3,4}{3,5} = 0,97 < 1.25$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

3.2.2.4. Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis, à partir d'une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » en travée. ; celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux même charge que la travée considérée.

3.2.2.5. Exposé de la méthode

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

1) Moment en travées : $M_t \geq 1 + 0.3\alpha \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$ (3.27)

et $1 + 0.3\alpha \geq 1.05M_0$

2) Moment en travées Intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0$ (3.28)

3) Moment en travées de Rive : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0$(3.29)

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur de chaque moment sur appuis doit être au moins égale à :

Pour les poutres de deux travées $\geq 0, 6 M_0$

Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à $\geq 0, 5 M_0$.

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0, 4 M_0$.

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur (6) appuis

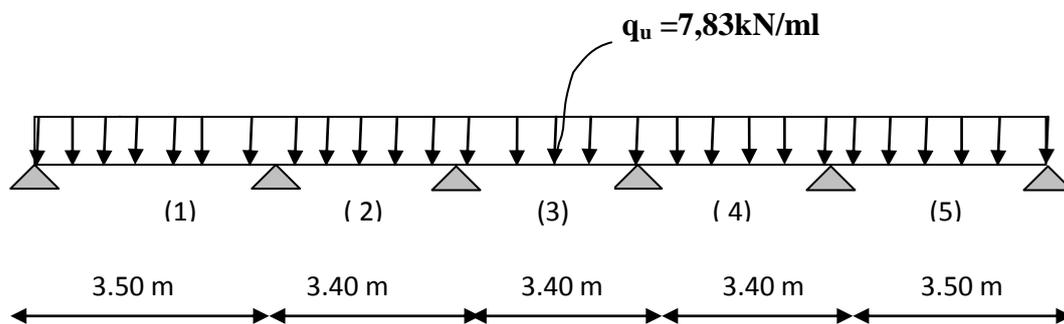


Figure3.9 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

3.2.3. Application de la méthode forfaitaire

3.2.3.1 Calcul des rapports des charges

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (3.30) avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$(3.31)

$\alpha = \frac{2.23}{3.32 + 2.23} = 0.402 < \frac{2}{3}$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.402	1.1206	0.5603	0.6603

3.2.3.2. Calcul des moments isostatique**En travée**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \dots\dots\dots(3.32)$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
L(m)	3.50	3.40	3.40	3.40	3.50
M ₀ (KN.m)	11.98	11.31	11.31	11.31	11.98

En appuis

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}} \dots\dots\dots(3.33)$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	3.59	5.99	4.524	4.524	5.99	3.59

3.2.3.3. Calcul des moments en travées**Travée de rive (A – B)**

$$M_{iAB} \geq \left(+0.3\alpha \right) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05 \quad M_{iAB} \geq 1,1206 \times 11,98 - \frac{3,59 + 5,99}{2}$$

$$M_{iAB} \geq 8,63 \text{ kN. m}$$

$$M_{iAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0,6603 \times 11,98 = 7,91 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{iAB} = 8,63 \text{ kN. m}$$

Travée intermédiaire (B – C)

$$M_{iBC} \geq \left(+0.3\alpha \right) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

et $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

$$M_{iBC} \geq 1,1206 \times 11,31 - \frac{5,99 + 4,524}{2}$$

$$M_{iBC} \geq 7,417 \text{ kN.m}$$

$$M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0,5603 \times 11,31 = 6,337 \text{ kN. m}$$

On prend :

$$M_{iBC} = 7,417 \text{ kN. m}$$

Travée intermédiaire (C- D)

$$M_{iCD} \geq \left(+0.3\alpha \right) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$$

et $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

$$M_{iCD} \geq 1,1206 \times 11.31 - \frac{4,524 + 4,524}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 8,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0,5603 \times 11,31 = 6,337 \text{ kN. m}$$

On prend :

$$M_{iCD} = 8,15 \text{ kN. m}$$

Travée intermédiaire (D –E)

$$M_{iDE} \geq \left(1 + 0.3\alpha\right) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$\text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1,1206 \times 11,31 - \frac{4,524 + 5,99}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 7,417 \text{ kN.m}$$

$$M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{04} = 0,5603 \times 11,31 = 6,337 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{iDE} = 7,417 \text{ kN.m}$$

Travée de rive (E – F)

$$M_{iEF} \geq \left(1 + 0.3\alpha\right) M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$$

$$\text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1,1206 \times 11,98 - \frac{5,99 + 3,59}{2}$$

$$M_{iEF} \geq 8,635 \text{ kN.m}$$

$$M_{iEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{05} = 0,6603 \times 11,98 = 7,910 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{iEF} = 8,635 \text{ kN.m}$$

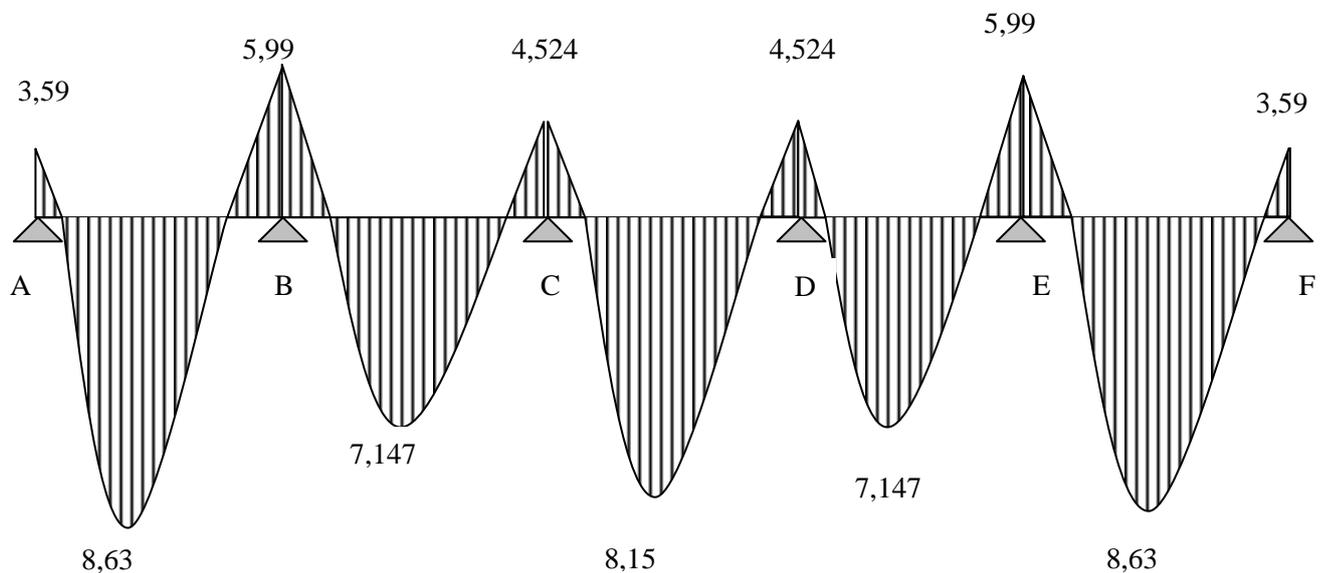


Figure 3.10: Diagramme des moments fléchissant

3.2.3.4. Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l} \dots\dots\dots (3.34)$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l} \dots\dots\dots (3.35)$$

La travée (A – B)

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7,83 \times 3,50}{2} + \frac{\langle 5,99 \rangle - \langle 3,59 \rangle}{3,50}$$

$$V_A = 13,01 \text{ kN.}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7,83 \times 3,50}{2} + \frac{\langle 5,99 \rangle - \langle 3,59 \rangle}{3,50}$$

$$V_B = -14,39 \text{ KN.}$$

La travée B– C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7,83 \times 3,40}{2} + \frac{\langle 4,524 \rangle - \langle 5,99 \rangle}{3,40}$$

$$V_B = 13,74 \text{ kN.}$$

$$V_C = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{7,83 \times 3,40}{2} + \frac{\langle 4,524 \rangle - \langle 5,99 \rangle}{3,40}$$

$$V_B = 12,88 \text{ kN}$$

La travée (C – D)

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7,83 \times 3,40}{2} + \frac{\langle 4,524 \rangle - \langle 4,524 \rangle}{3,40}$$

$$V_C = 13,31 \text{ kN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7,83 \times 3,40}{2} + \frac{\langle 4,524 \rangle - \langle 4,524 \rangle}{3,40}$$

$$V_D = -13,31 \text{ kN.}$$

La travée (D – E)

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.83 \times 3.40}{2} + \frac{\overbrace{\leftarrow 5.99}^{\rightarrow} - \overbrace{\leftarrow 4.524}^{\rightarrow}}{3.40}$$

$$V_D = 12.88 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{7.83 \times 3.40}{2} + \frac{\overbrace{\leftarrow 5.99}^{\rightarrow} - \overbrace{\leftarrow 4.524}^{\rightarrow}}{3.40}$$

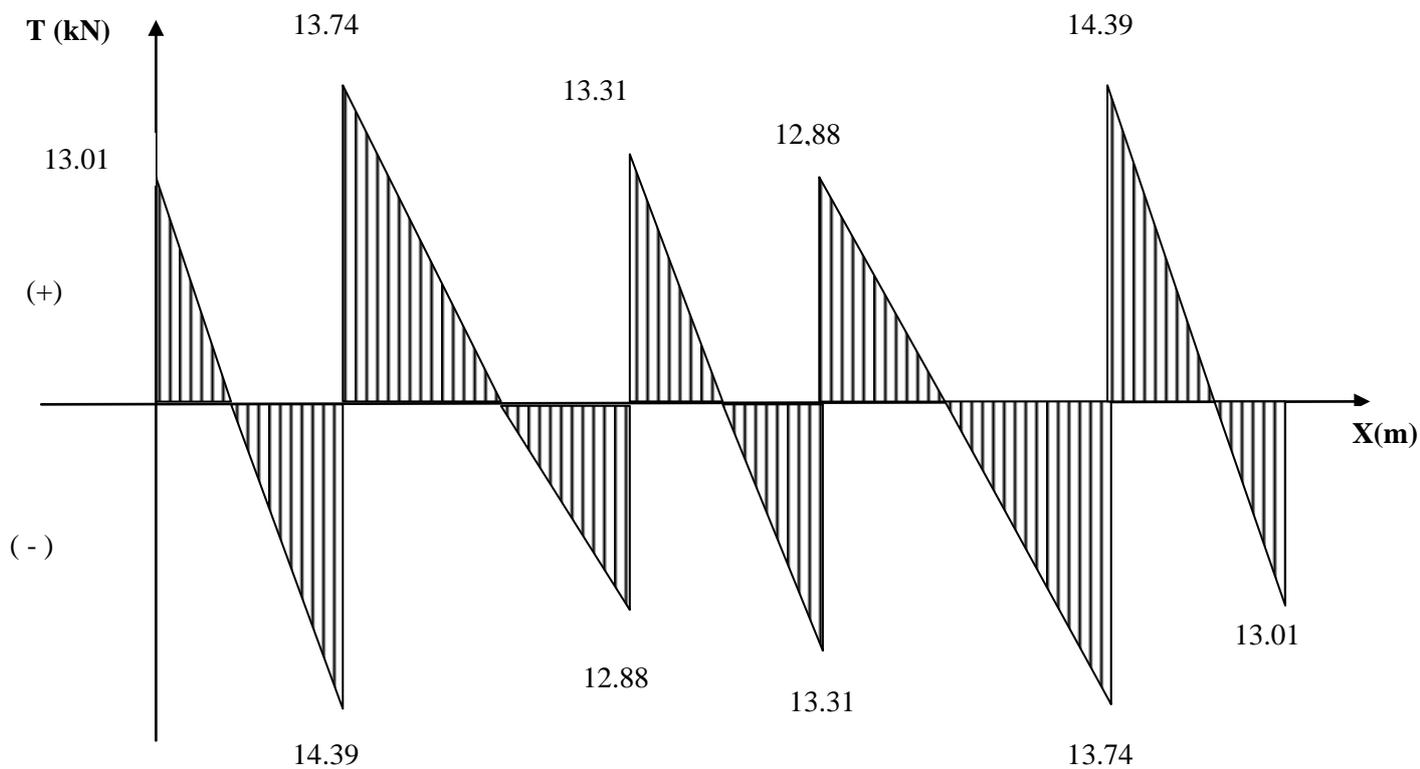
$$V_E = -13.74 \text{ kN.}$$

La travée (E– F)

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = \frac{7.83 \times 3.50}{2} + \frac{\overbrace{\leftarrow 3.59}^{\rightarrow} - \overbrace{\leftarrow 5.99}^{\rightarrow}}{3.50}$$

$$V_E = 14.39 \text{ kN}$$

**Figure 3.11:**diagramme des efforts tranchants

3.2.4. Ferrailage à l'E.L.U

a) Armature longitudinale

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.63 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.99 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}$$

En travées :

$$M_t^{\max} = 8,63 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_t = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M^{\max}_t = 8.63 \text{ kN.m} < M_t \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} \dots \dots \dots (3.37)$$

$$\mu = \frac{8,63 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,028$$

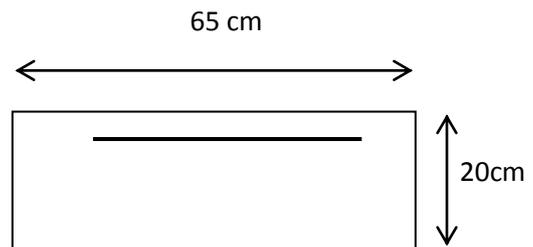
$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots (3.38)$$

$$A = \frac{8,63 \times 10^5}{0,986 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,4 \text{ cm}^2 \text{ on adopte; } \mathbf{3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$



Aux appuis :

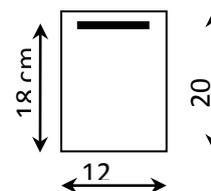
$$M_a^{\max} = 5,99 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5,99}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$



$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,99 \times 10^4}{0,943 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,01 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1,01 \text{ cm}^2$ on adopte ; **2HA10 = 1.57 cm²**

Conclusion

En travée, on adoptera : **3HA10 = 2,36 cm²**.

Aux appuis, on adoptera : **2HA10 = 1.57 cm²**

b) Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min \left(\frac{b_0}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right) \dots \dots (3.39)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte **2 HA8 = 1.00 cm²**.

c) Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3.2.5. Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e \dots \dots \dots (3.40)$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle

$$V_u^{\max} = 14,39 \text{ kN}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times 8 \times \Phi = 100,5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,39 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,5} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifier}$$

\implies Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)

- **Sur le béton**

$$V_{u \max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 d b_0 \dots\dots\dots(3.41)$$

$$V_{u \max} = 0.4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 = 129.6 \text{ kN}$$

$$V_{u \max} = 14.39 \text{ kN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ kN}$$

- **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_{u \max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left(14,39 + \frac{5,99}{0,9 \times 18} \right) = 0.385$$

\Rightarrow condition vérifiée.

e) l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times \left(\frac{5}{4} \right)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1.2 \times \frac{400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

Pour $f_e E400$, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 14,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.39 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.123$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 4.347, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.2.6. Calcul à l'E.L.S**3.2.6.1. Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le

coefficient $q_s / q_u = 0.71$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.83 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = G + Q = 5.55 \text{ KN / ml}$$

$$q_s / q_u = 0.716$$

Les moments en travées :

$$M_{IAB} = 8.63 \times 0.71 = 6.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{IBC} = 7.147 \times 0.71 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ICD} = 8.15 \times 0.71 = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{IDE} = 7.147 \times 0.71 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{IEF} = 8.63 \times 0.71 = 6.13 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis

$$M_A = 3.59 \times 0.71 = 2.55 \text{ KN.m}$$

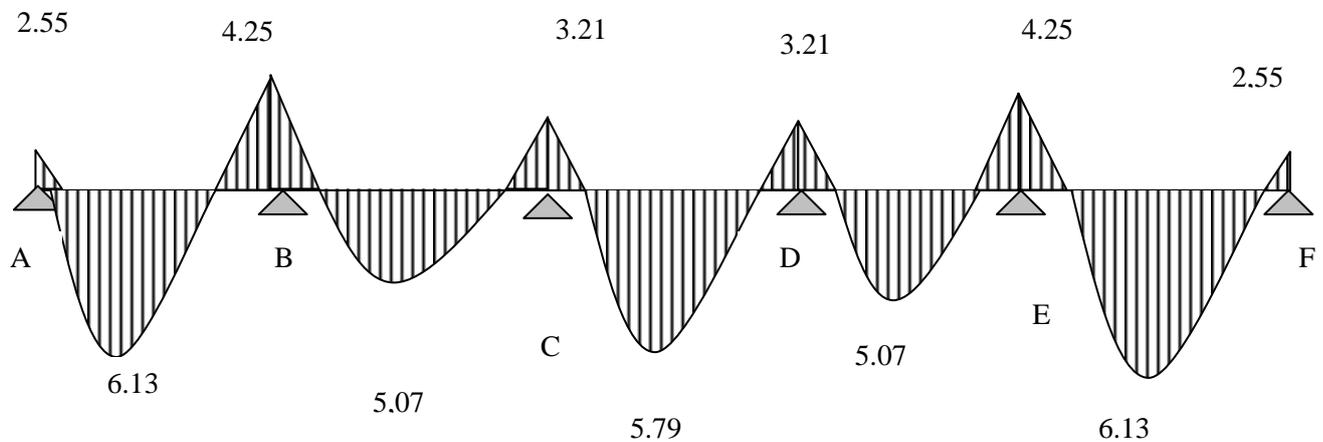
$$M_B = 5.99 \times 0.71 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.524 \times 0.71 = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.524 \times 0.71 = 3.21 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 5.99 \times 0.71 = 4.25 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 3.59 \times 0.71 = 2.55 \text{ KN.m}$$

**Figure3.12** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**3.2.6.2. Effort tranchant à l'E.L.S****Travée (A – B)**

$$V_A = 13.01 \times 0.71 = 9.24 \text{ KN}$$

$$V_B = -14.39 \times 0.71 = -10.22 \text{ KN}$$

Travée (B – C)

$$V_B = 13.74 \times 0.71 = 9.76 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.88 \times 0.71 = -9.15 \text{ KN}$$

Travée (C – D)

$$V_C = 13.31 \times 0.71 = 9.45 \text{ KN}$$

$$V_D = -13.31 \times 0.71 = -9.45 \text{ KN}$$

Travée (D – E)

$$V_D = 12.88 \times 0.71 = 9.15 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.74 \times 0.71 = -9.76 \text{ KN}$$

Travée (E – F)

$$V_E = 14.39 \times 0.71 = 10.22 \text{ KN}$$

$$V_F = -13.01 \times 0.71 = -9.24 \text{ KN}$$

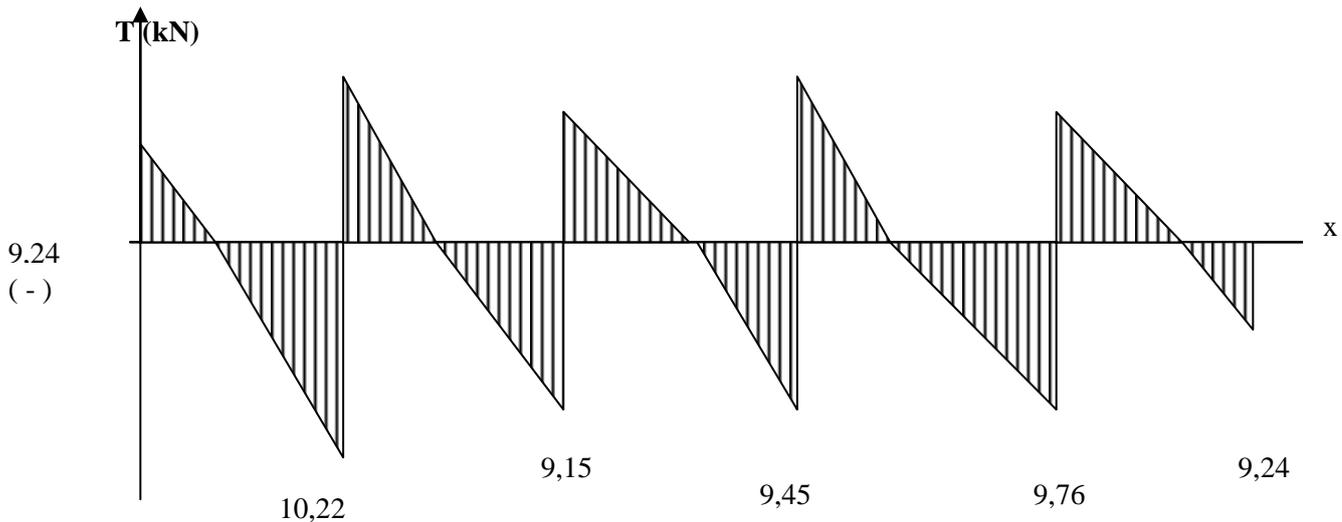


Figure3.13 :.diagramme des efforts tranchants à l'ELS

3.2.7. Vérification à l'E.L.S.

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 :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Et que dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \sigma_s$$

avec

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \dots \dots \dots (3.42)$$

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

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} \dots \dots \dots (3.43)$$

a-a) Contrainte dans l'acier

En travée

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 0.1093 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.856 ; \alpha = 0.432 ; K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{6.13 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 169.3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169.3 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis

$$\rho = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.858 ; \alpha = 0.426 ; K_1 = 20.21$$

$$\sigma_s = \frac{4.25 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 2.26 \times 10^2} = 121.7 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 121.76 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée

a-b) Contrainte dans le béton**En travée**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots \dots \dots (3.44)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{33.08} \times 169.3 = 5.12 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

En appuis

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{1}{20.21} \times 121.76 = 6.02 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

c) 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.

d) Etat limite de déformation

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

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \dots \dots \dots (3.45)$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3.46)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \dots \dots \dots (3.47)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 > \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{9.928}{15 \times 15.35} = 0.043 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

3.2.8. Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots (3.48)$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \dots \dots \dots (3.49)$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) \dots \dots \dots (3.50)$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} \dots \dots \dots (3.51)$$

Avec :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_o d} \dots \dots \dots (3.52)$$

$$\rho = 0,0109$$

• Calcul des paramètres :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d) \dots (3.53)$$

$$S_{xx'} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.36 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t) \dots (3.54)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.36) = 487.4 \text{ cm}^2$$

• Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \dots (3.55)$$

$$y_1 = \frac{3461,2}{487,4} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c) \dots (3.56)$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 1.09 \times 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 169.3 \text{ MPa}$

• Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 163.58 + 2.1} ; 0 \right) = 0.612$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 1.09 \cdot 10^{-2}} = 1.5$$

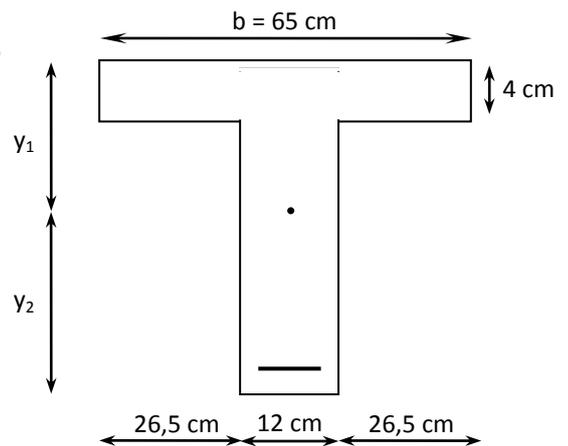
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20021.06}{1 + (0.612 \times 1.5)} = 11482.36 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.13 \times 10^6 \times (500)^2}{10 \times 10818.865 \times 11482.36 \times 10^4} = 6.04 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$ \longrightarrow La flèche est vérifiée.

\longrightarrow Le plan de ferrailage est en annexe



3.3. L'escalier

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé, calculé sur place. Il permet la circulation verticale entre les différents étages du bâtiment.

3.3.1. Terminologie

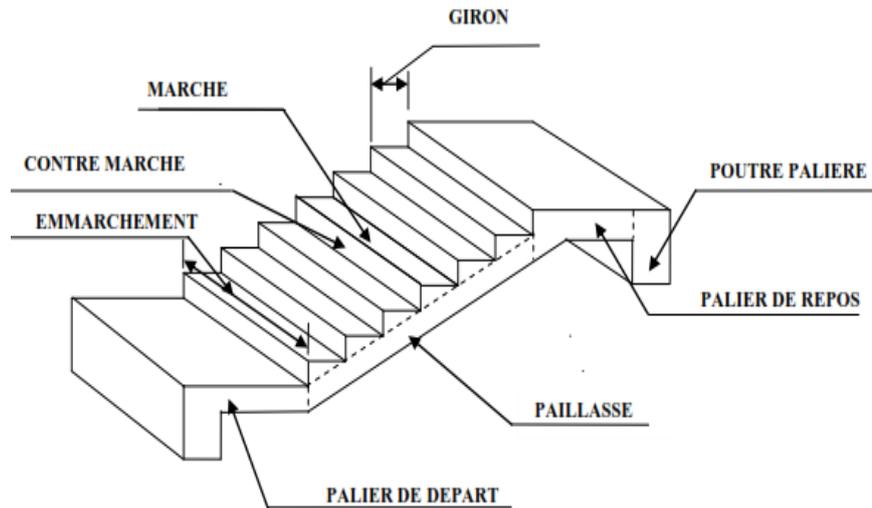


Figure 3.14 : Schéma représentatif d'un escalier

3.3.2. Dimensionnement de l'escalier de l'étage :

a) Schéma statique :

Notre structure comporte un seul type d'escalier dont le schéma statique est donné en (figure 3.15). Toute fois, l'escalier de RDC est différent de celui de l'étage courant par les charge et comme la différence n'était pas conséquente, nous étudions ce dernier.

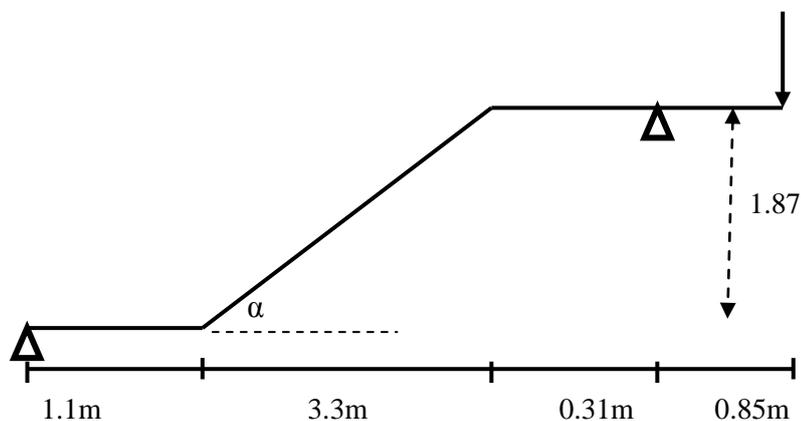


Figure 3.15 : coupe verticale de la volée

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL citée ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable :

$$60 \text{ m} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

b) Hauteur de la contre marche :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend : $h = 17\text{cm}$

D'après la loi de BLONDEL : $26\text{cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$

On prend : $g = 30\text{cm}$

c) Détermination du nombre de contre marches et de marches :

$$n = \frac{H}{L} = \frac{187}{17} = 11$$

→ **n=11 contre marches.**

D'où le nombre de marches : $m=n-1= 10$ marches

d) Longueur réelle de la paillasse

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \dots\dots(3.60)$$

$$L = 10 \times 30 = 300 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{300}{\cos 29.54^\circ} = 345 \text{ cm.}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L_1 = L' + L_0$$

$$L_1 = 345 + (110 + 31 + 85) = 571 \text{ cm.}$$

e) Épaisseur de la paillasse

$$\frac{571}{30} \leq e_p \leq \frac{571}{20} \Rightarrow 19.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 28.55 \text{ cm}$$

Donc : $e_p = 20 \text{ cm}$

3.3.3. 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 $L = 5.56 \text{ m}$.

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

3.3.3.1. Détermination des sollicitations de calcul

$$G_{paillasse}^{max} = 8.92 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.92 \text{ kN/ml}$$

Tableau 3.2 : Evaluation des charges sur la paillasse

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
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
paillasse	28.75	0.2	5.75
marche	12.5	0.17	2.125
TOTAL			8.92

Tableau 3.3 : 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
Le palier	25	0,20	5.00
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
TOTAL			6.4

$$G_{\text{palier}} = 6.4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.4 \text{ kN/ml}$$

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

Mur extérieur :

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 3.37 \times 1 \text{ m} = 7.95 \text{ kN/ml}$$

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.

3.3.3.2. Combinaisons des charges et surcharges

ELU

$$q_{\text{u paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.92 + 1.5 \times 2.5 = 15.79 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{u palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{u mur}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.95 = 10.73 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 8.92 + 2.5 = 11.42 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 6.35 + 2.5 = 8.9 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{s mur}} = G = 7.95 \text{ kN/ml}$$

3.3.4. Calcul à l'état limite ultime

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

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

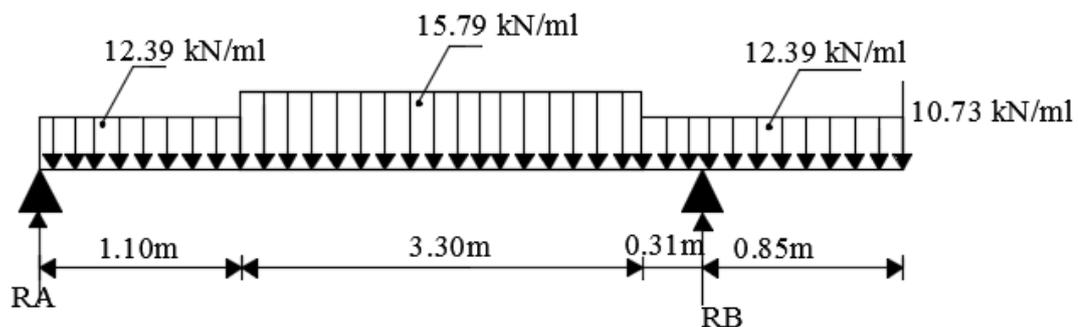
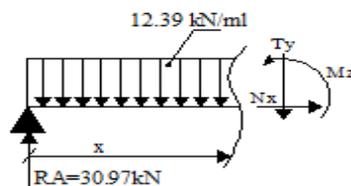


Figure 3.16 : Schéma statique à l'ELU

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

$$R_A = 30.97 \text{ kN}$$

$$R_B = 59.87 \text{ kN}$$



Tronçon $0 < x < 1.1\text{m}$

$$M_z + 12.39 \frac{x^2}{2} - 30.97 x = 0$$

$$M_z = -12.39 \frac{x^2}{2} + 30.97 x$$

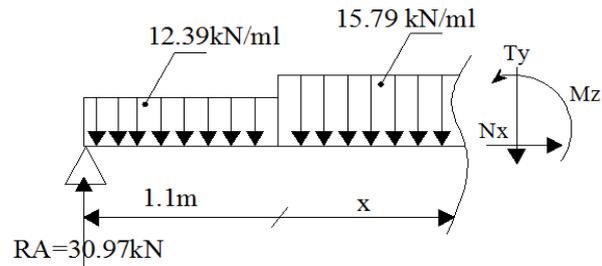
$$M_z(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_z(1.1\text{m}) = 26.56 \text{ kN.m}$$

$$T_y + 12.39 x - 30.97 = 0$$

$$T_y(0) = 30.97 \text{ kN}$$

$$T_y(1.1\text{m}) = 17.33 \text{ kN}$$



Tronçon 1.1 < x < 4.4 m

$$M_z - 30.97x + 13.63(x-0.55) + 15.79 \frac{x-1.1}{2} = 0$$

$$M_z = 30.97x - 13.63(x-0.55) - 15.79 \frac{x-1.1}{2}$$

$$M_z(1.1) = 26.56 \text{ kN.m}$$

$$M_z(4.4\text{m}) = -2.2 \text{ kN.m}$$

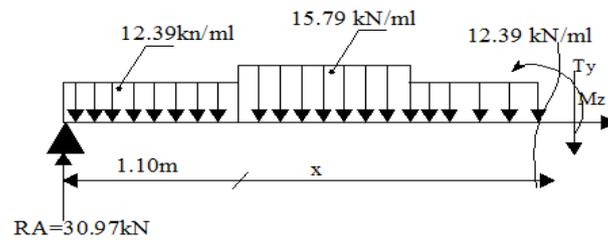
$$T_y + 13.63 + 15.79 \frac{x-1.1}{2} - 30.97 = 0$$

$$30.97 = 0$$

$$T_y(1.1 \text{ m}) = 17.33 \text{ kN}$$

$$T_y(4.4 \text{ m}) = -34.77 \text{ kN}$$

Tronçon 4.4 < x < 4.71 m



$$M_z + 13.63(x-0.55) + 52.11(x-2.75) + 12.39 \frac{x-4.4}{2} - 30.97x = 0$$

$$M_z(4.4\text{m}) = -2.2 \text{ kN.m}$$

$$M_z(4.71\text{m}) = -13.6 \text{ kN.m}$$

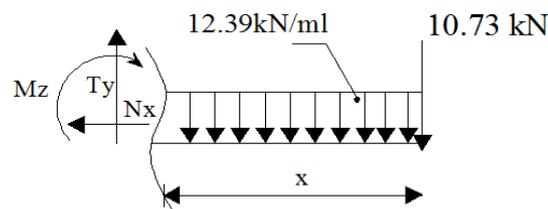
$$T_y + 13.63 + 52.11 + 12.39(x-4.4) - 30.97 = 0$$

$$T_y = -13.63 - 52.11 - 12.39(x-4.4) + 30.97$$

$$T_y(4.4 \text{ m}) = -34.78 \text{ kN}$$

$$T_y(4.71 \text{ m}) = -13.6 \text{ kN}$$

Tronçon 0 < x < 0.85 m



$$M_z + 10.73x + 12.39 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z = -10.73x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(0.85 \text{ m}) = -13.6 \text{ kN.m}$$

$$T_y - 10.73 - 12.39x = 0$$

$$T_y = 10.73 + 12.39x$$

$$T_y(0) = 10.73$$

$$T_y(0.85 \text{ m}) = 21.26 \text{ kN.m}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \dots\dots\dots(3.62)$$

Nous obtenons : $x = 2.196$ m.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.196$ m.

Donc :

$$M_z^{max} = 30.97X - 13.63(X-0.55) - 15.79(X-1.1)^2/2$$

$$M_z^{max} = 36.1 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^u = -0.3 M_z^{max} = - 10.83 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_t^u = 0.85 M_z^{max} = 30.685 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.17) :

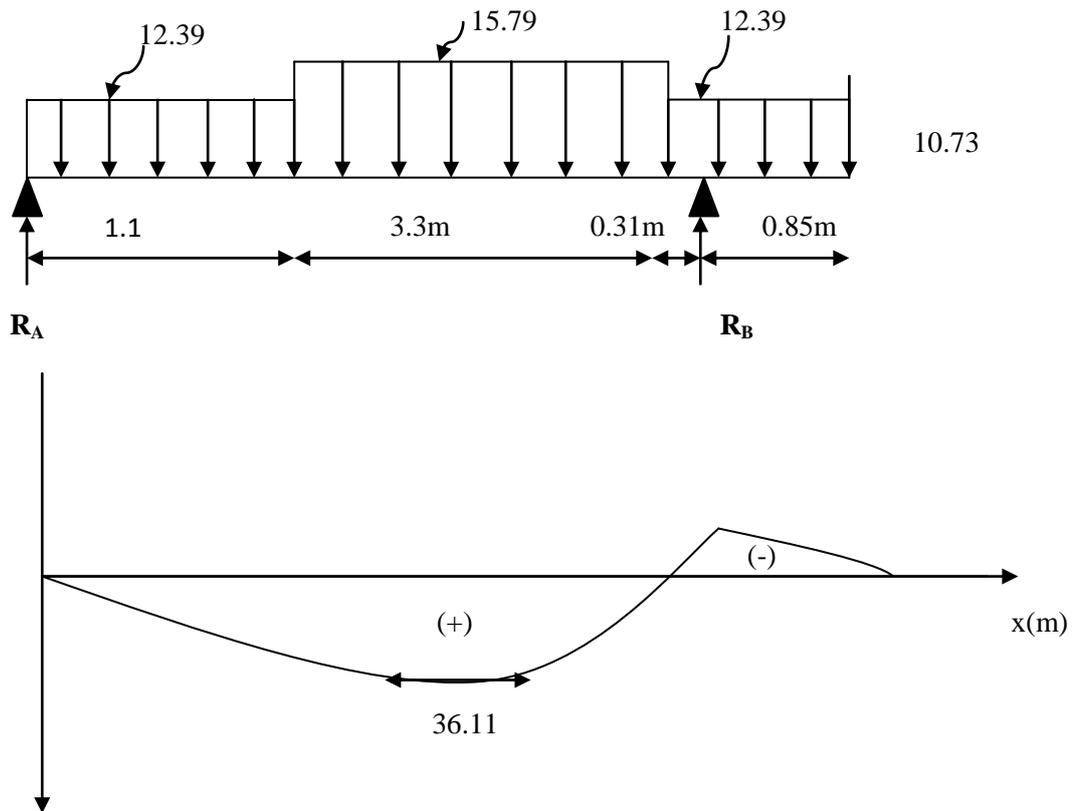


Figure 3.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

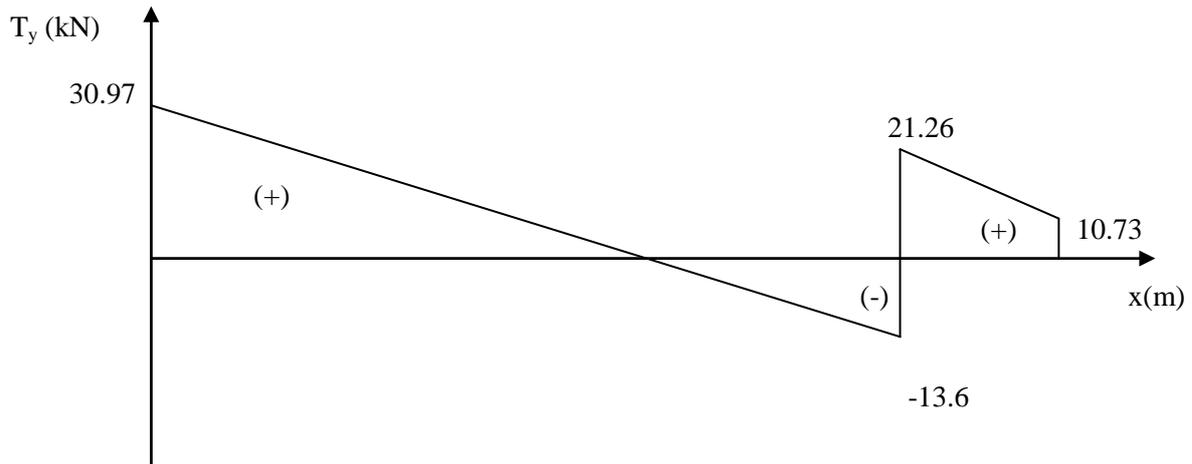


Figure 3.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Calcul des armatures

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

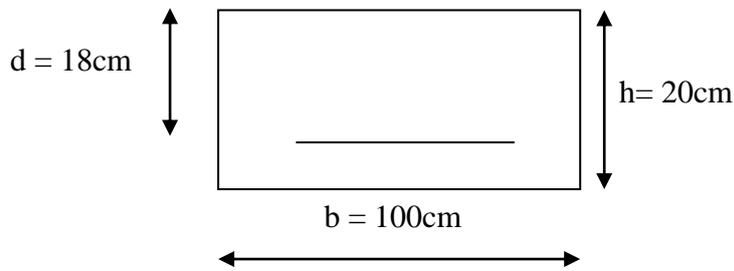


Figure 3.19 : Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m

Aux appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = 0.3 \times 36.1 = 10.83 \text{ kN/m}$$

• **Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots\dots\dots(3.63)$$

$$\mu_a = \frac{10.83 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$0.024 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(3.64)$$

$$A_a = \frac{10.83 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 ($A_a = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

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

En travées :

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 36.1 = 30.68 \text{ kN.m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30.68 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.066$$

$$0.066 < \mu_\gamma = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.066 \longrightarrow \beta = 0.966$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{30.68 \times 10^3}{0.966 \times 18 \times 384} = 4.59$$

On opte pour : 4HA14 ($A_t = 6.16 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} \dots \dots \dots (3.65)$$

$$A_r = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

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

3.3.3.1 Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (3.66)$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

$$A_{ua} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2$$

En travées

$$A_{ut} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle (Article A.5.5.2 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u = \frac{0.44}{\gamma_b} f_{c28}^{1/2} \dots \dots \dots (3.67)$$

avec

T_u : l'effort tranchant maximal.

$$T_u = 38.62 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{38.62 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.215 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.215 \text{ MPa} < \tau_u = 1.46 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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 (Article A.5.1.313 du BAEL91, modifié 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times 3.4 f_{c28}^{2/3} \dots \dots \dots (3.68)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 38.62 \times 1000}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.477 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.477 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

d. Espacement des barres

- **Armatures principales**

Aux appuis

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

En travées

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

- **Armatures de répartition**

Aux appuis

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

En travées

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

e. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \dots\dots\dots(3.69)$$

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa} \right\} = 3.33\text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 38.62\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{38620}{1000 \times 180} = 0.215\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.215\text{ MPa} < \tau_u = 3.33\text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

f. Justification des sections d'appuis (Article A.5.1.3 du BAEL91, modifié 99)

$$A_s \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}} \dots\dots\dots(3.70)$$

$$A_s = \frac{38620}{1000 \times 348} = 0.111\text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 > 0.111\text{ cm}^2$$

$$\implies \text{Condition vérifiée}$$

g. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots\dots(3.71)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0.9 d U_i} \dots\dots\dots(3.72)$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

$$U_i = n \Pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56\text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38620}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.89\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.89\text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15\text{ MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres. \implies **Condition vérifiée.**

h. Ancrage des barres

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

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s} \dots\dots\dots(3.73)$$

avec

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \dots\dots\dots(3.74)$$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \emptyset = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm.}$$

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

$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$$

3.3.5 Calcul à l'état limite de service

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 8,92 + 2,5 = 11.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 6,4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$R_A = 22,3 \text{ KN}$$

$$R_B = 43.45 \text{ KN}$$

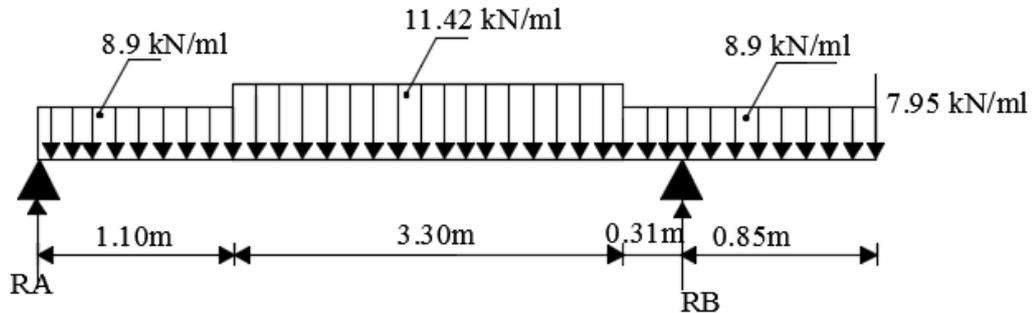
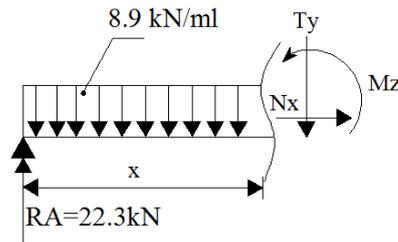


Figure 3.20 : Schéma statique à l'ELS

Tronçon $0 < x < 1.1 \text{ m}$



$$M_z + 8.9 \frac{x^2}{2} - 22.3 x = 0$$

$$M_z = - 8.9 \frac{x^2}{2} + 22.3 x$$

$$M_z(0) = 0 \text{ kN.m}$$

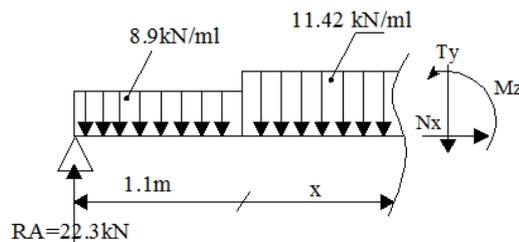
$$M_z(1.1 \text{ m}) = 19.15 \text{ kN.m}$$

$$T_y + 8.9 x - 22.3 = 0$$

$$T_y(0) = 22.3 \text{ kN}$$

$$T_y(1.1 \text{ m}) = 12.51 \text{ kN}$$

Tronçon $1.1 < x < 4.4 \text{ m}$



$$M_z - 22.3 x + 9.79 (x - 0.55) + 11.42 \frac{x - 1.1}{2} = 0$$

$$M_z = 22.3 x - 9.79 (x - 0.55) - 11.42 \frac{x - 1.1}{2}$$

$$M_z(1.1) = 19.5 \text{ kN.m}$$

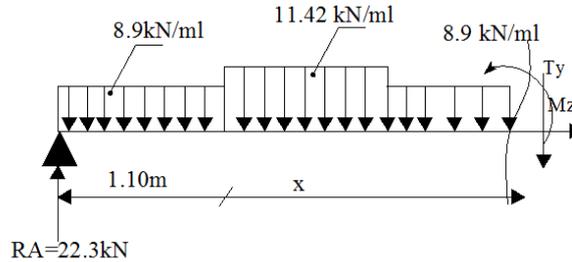
$$M_z(4.4\text{m}) = -1.75 \text{ kN.m}$$

$$T_y + 19.79 + 11.42 \frac{x-1.1}{2} - 22.3 = 0$$

$$T_y(1.1 \text{ m}) = 12.51 \text{ kN}$$

$$T_y(4.4 \text{ m}) = -25.17 \text{ kN}$$

Tronçon 4.4 < x < 4.71 m



$$M_z + 9.79(x-0.55) + 37.69(x-2.75) + 8.9 \frac{x-4.4}{2} - 22.3x = 0$$

$$M_z(4.4\text{m}) = -1.75 \text{ kN.m}$$

$$M_z(4.71\text{m}) = -9.97 \text{ kN.m}$$

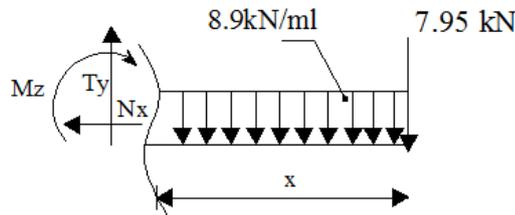
$$T_y + 9.79 + 8.9(x-4.4) - 22.3 = 0$$

$$T_y = -9.79 - 37.69 - 8.9(x-4.4) + 22.3$$

$$T_y(4.4 \text{ m}) = -25.18 \text{ kN}$$

$$T_y(4.71 \text{ m}) = -27.93 \text{ kN}$$

Tronçon 0 < x < 0.85 m



$$M_z + 7.95x + 8.9 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z = -7.95x - 8.9 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z(0) = 0$$

$$M_z(0.85 \text{ m}) = -9.97 \text{ kN.m}$$

$$T_y - 7.95 - 8.9x$$

$$T_y = 7.95 + 8.9x$$

$$T_y(0) = 7.95$$

$$T_y(0.85 \text{ m}) = 15.52 \text{ kN.m}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \dots \dots \dots (3.75)$$

Nous obtenons : $x = 2.196 \text{ m}$.

Le moment $M_z(x)$ est au max pour la valeur $x = 2.196 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 22.3x - 9.79(x-0.55) - 11.42(x-1.1)^2/2$$

$$M_z^{max} = 25.99 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_a^s = -0.3 M_z^{max} = -7.8 \text{ kN.m}$

- en travées : $M_t^s = 0.85 M_z^{max} = 22.098 \text{ kN.m}$

Les résultats sont représentés dans la (Figure 3.21)

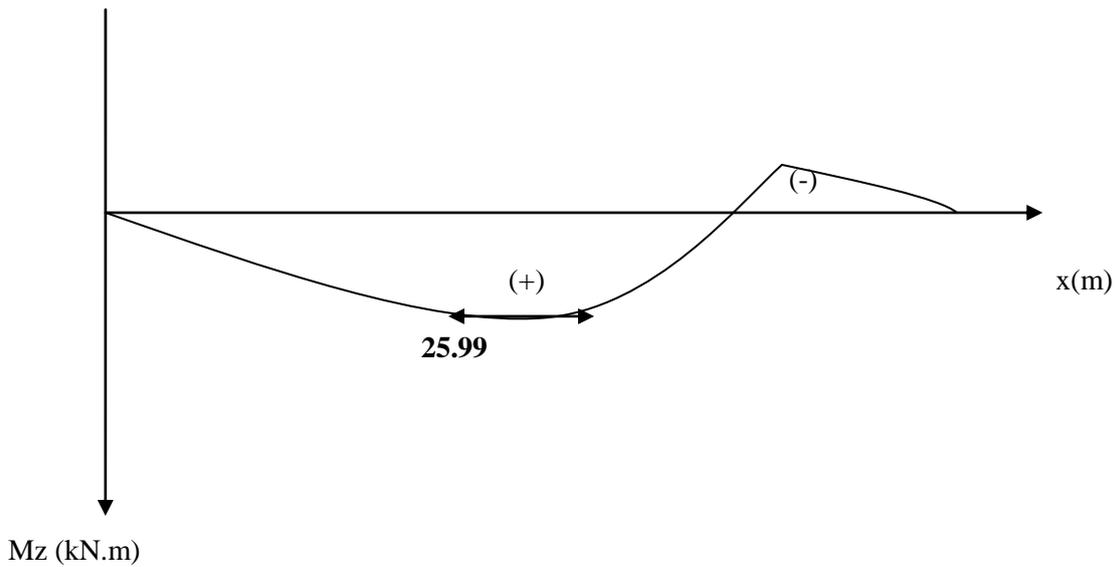


Figure 3.21 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

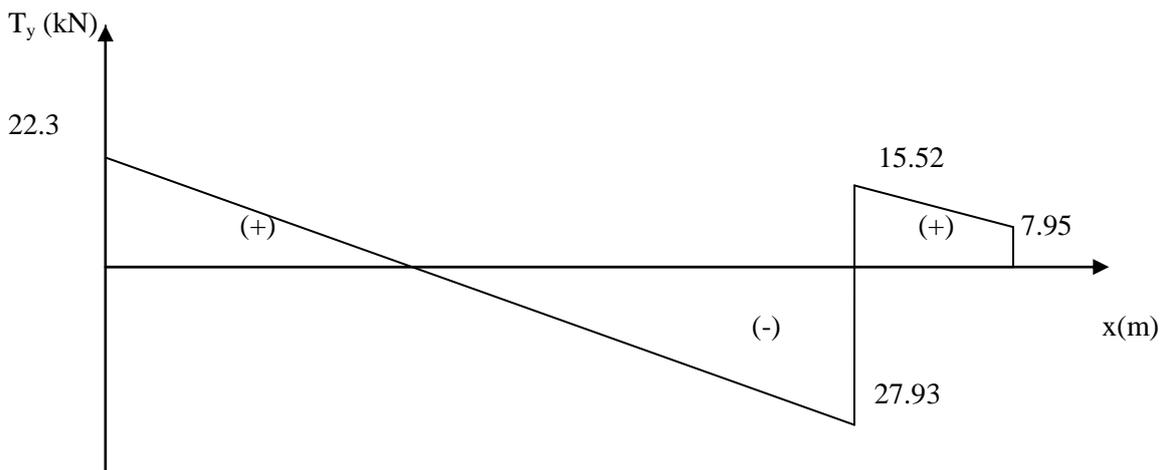


Figure 3.22 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS

3.3.5.1 Vérification à l'ELS

a. Vérification des armatures

- Armatures longitudinales

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a^s}{b \times d \times f_{bu}} \dots\dots\dots(3.76)$$

$$\mu_a = \frac{7.8 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.017$$

0.017 < $\mu_y = 0.392$, la section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.017 \longrightarrow \beta = 0.9915$$

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

$$A_a = \frac{7.8 \times 10^3}{0.9915 \times 18 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 3.14 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée

$$\mu_t = \frac{M_t^s}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{22.09 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.048$$

$0.048 < \mu_\gamma = 0.392$, la section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_a = \frac{M_t^s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.09 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 3.617 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 6.16 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

b. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 22.09 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 7.8 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} \dots \dots \dots (3.78)$$

Avec

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

En travée

$$A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \dots \dots \dots (3.79)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 18} = 0.342$$

$$\beta_1 = 0.909, \alpha_1 = 0.273 \text{ et } k = 39.95$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A_{st} \times \beta \times d} \dots \dots \dots (3.80)$$

$$\sigma_{st} = \frac{22.09 \times 10^6}{616 \times 0.909 \times 180} = 219.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \dots \dots \dots (3.81)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{219.1}{39.95} = 5.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.48 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$A_u = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} \dots \dots \dots (82)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\beta_1=0.932, \alpha_1=0.204 \text{ et } k=58.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A_s \times \beta \times d} = \frac{7.8 \times 10^6}{314 \times 0.932 \times 180} = 148.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{148.07}{58.53} = 2.529 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.529 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(3.83)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots(3.84)$$

$$- \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3.85)$$

$$\frac{0.2}{340} = 0.00058 < \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{0.2}{340} = 0.00058 < 0.085 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 18} = 0.00174 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors nous allons procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \dots\dots\dots(3.86)$$

$$\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500} \dots\dots\dots(3.87)$$

avec

f_v : flèche due aux charges différées,

E_v : Module de la déformation instantanée

$$E_v = 3700^3 \bar{f}_{c28} \dots\dots\dots(3.88)$$

$$E_v = 108180.86 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \dots\dots\dots(3.89)$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d \dots\dots\dots(3.90)$$

S_{xx} : Moment statique ;

B_0 : Aire de la section homogénéisée ;

$$B_0 = b \times h + 15A_t \dots\dots\dots(3.91)$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t.d}{b.h + 15A_t} \dots\dots\dots(3.92)$$

$$V_1 = \frac{100 \times 20^2}{100 \times 20 + 15 \times 6.16 \times 18} + 15 \times 6.16 \times 18 = 10.35$$

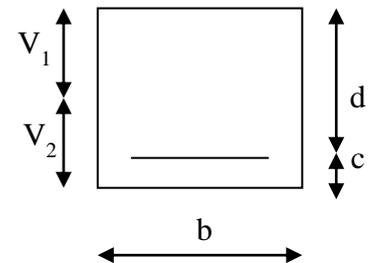
$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.35 = 9.65 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (0.35^3 + 9.65^3) + 15 \times 6.16 \times (9.65 - 2)^2$$

$$I_0 = 72319.14 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{20.09 \times 10^6 \times (3400)^2}{10 \times 10818.87 \times 72319.14 \times 10^4} = 2.968 \text{ mm} = 0.296 \text{ cm}$$



$$\bar{f} = 0.5 + \frac{340}{500} = 1.18 \text{ cm}$$

Donc

$$f = 0.296 < \bar{f} = 1.18 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification à effectuer (BAEL91, modifiée 99/Art 5.3.4).

→ Le plan de ferrailage est en annexe

3.4. La poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est encadrée dans les poteaux. Sa portée est de 3 m (entre nus d'appuis).

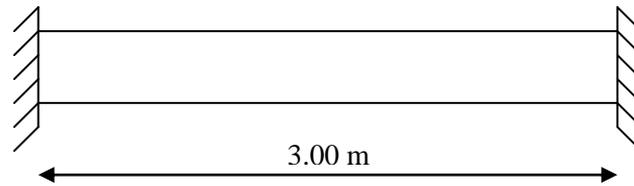


Figure 3.23: Schéma de la poutre palière

3.4.1. Prédimensionnement de la poutre palière

a. Hauteur h

$$\frac{l}{15} \leq H \leq \frac{l}{10} \dots (3.93)$$

l : longueur libre entre nus d'appuis, égale à 300 cm.

Ce qui donne : $20 \text{ cm} \leq H \leq 30 \text{ cm}$

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

b. Largeur b

$$0.4h \leq b \leq 0.7h, \dots (3.94)$$

Ce qui donne : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

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

3.4.1.1. Vérification des dimensions (RPA 99 ; Art 7.5.1)

- $b \geq 20 \text{ cm}$,
- $h \geq 30 \text{ cm}$,
- $\frac{h}{b} \leq 4$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4. \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière sera de dimensions (25x30) cm.

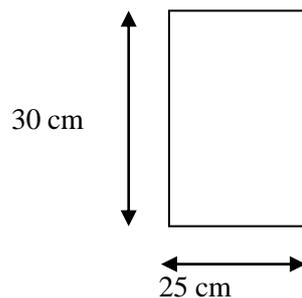


Figure 3.24 : Section de la poutre palière

3.4.1.2. 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 : $G_{mur} = 2.36 \times 3.37 = 7.95 \text{ kN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30.97 \text{ kN}$

Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 22.3 \text{ kN}$

3.4.2. Calcul de la poutre palière

3.4.2.1. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

$q_u = 1.35 G + R_u$

$q_u = 1.35 (1.875 + 2.36) + 30.97 = 36.69 \text{ kN/ml}$

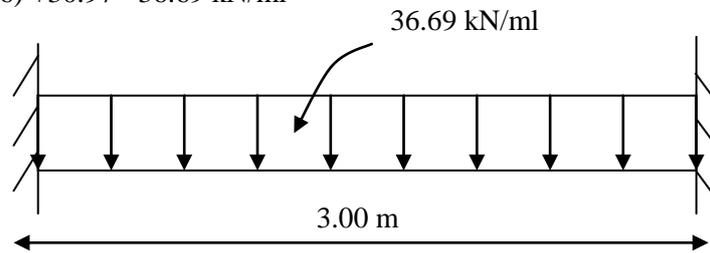


Figure 3.25 : Schéma statique de la poutre palière

Moment isostatique

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} \dots \dots (3.95)$

$M_u = \frac{36.69 \times 3.00^2}{8} = 41.28 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \dots \dots (3.96)$

$T_u = \frac{36.69 \times 3.00}{2} = 55.03 \text{ kN}$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

Aux appuis : $M_a^u = -0.3 M_u = -12.38 \text{ kN.m}$

Aux travées : $M_t^u = 0.85 M_u = 35.09 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés sont représentés dans la (Figure 3.26)

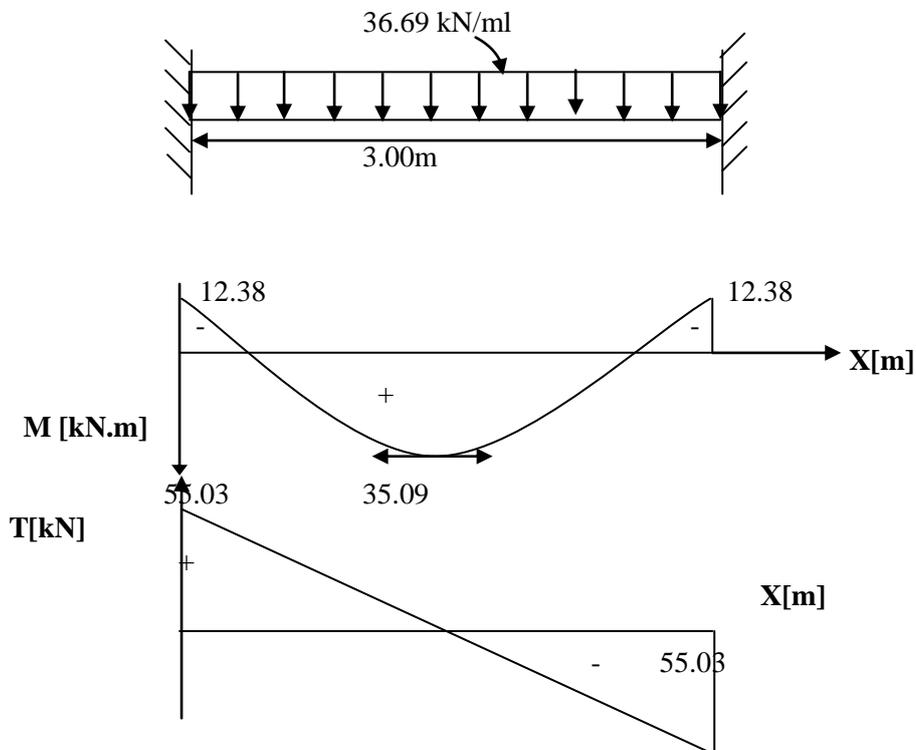


Figure 3.26 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

b. Ferrailage**En travée**

$$\begin{cases} h=30 \text{ cm,} \\ d=28 \text{ cm,} \\ c=2 \text{ cm,} \\ b=25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\mu_t = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots \dots (3.97)$$

$$\mu_t = \frac{35.09 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.126$$

$\mu_t = 0.126 < \mu_t = 0.392$, La section est simplement armée.

$$\mu_t = 0.132 \longrightarrow \beta = 0.932$$

$$A_{ut} = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots \dots (3.98)$$

$$A_{ut} = \frac{35.09 \times 10^3}{0.932 \times 28 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $A_{ut} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a^u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \dots \dots (3.99)$$

$$\mu_a = \frac{12.38 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu_a = 0.046 < \mu_t = 0.392$, La section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.046 \longrightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots \dots (3.100)$$

$$A_a = \frac{12.38 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.299 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

3.4.3. 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 :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots \dots (3.101)$$

En travée

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appui

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2, \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de l'effort tranchant

Nous considérons la fissuration comme préjudiciable. Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \dots\dots(3.102)$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \dots\dots(3.103)$$

$$\tau_u = \frac{55.03 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.786 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.786 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}, \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Suivant l'article A.5.1.3.2 du BAEL91, modifié 99 :

$$A_{\text{ancr}} \geq \frac{1.15}{f_e} T_{\text{max}} \dots\dots(3.104)$$

$$A_{\text{ancr}} = \frac{1.15}{400} (55.03) = 0.158 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 6.16 \text{ cm}^2 > 0.158 \text{ cm}^2$$

Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots(3.105)$$

$$T_u = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ kN}$$

$$T_{\text{umax}} = 55.03 \text{ kN} < 420 \text{ kN} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots(3.106)$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9 d U_i} \dots\dots(3.107)$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$U_i = n \Pi \emptyset = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55030}{0.9 \times 280 \times 7.54 \times 10} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.9 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres \Longrightarrow 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 :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_{\text{max}}; \frac{b}{10} \right) \dots\dots(3.108)$$

\emptyset_{max} : diamètre maximal des armatures.

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{30}{35}; 1.4; \frac{25}{10} \right) = \min \left(0.86; 1.4; 2.5 \right) = 0.86 \text{ cm}^2$$

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

f. Espacement des barres

Suivant l'article 7.5.2.2 du RPA99, modifié 2003 :

En zone nodale :

$$S_t \leq S$$

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \dots\dots\dots (3.109)$$

$$S = \frac{A_t}{0.003 \times b} \dots\dots\dots (3.110)$$

$$S = \frac{6.16}{0.003 \times 25} = 82.13 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \frac{h}{4}; 12\phi = \min 7.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 7.5 \text{ cm} < S = 82.13 \text{ cm}$$

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots (3.111)$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < S = 82.13 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots\dots (3.112)$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}, \text{ on prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

3.4.4. Calcul à l'ELS**a. Calcul des efforts internes**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = (1.875 + 2.36) + 22.3 = 26.54 \text{ kN/ml}$$

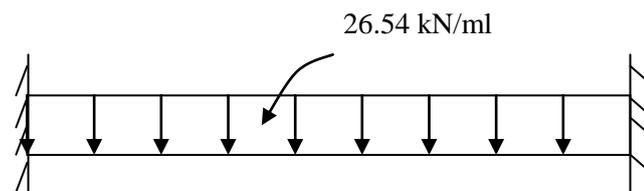


Figure 3.27: Schéma statique de la poutre palière

Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} \dots\dots\dots (3.113)$$

$$M_s = \frac{26.54 \times 3^2}{8} = 29.86 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} \dots\dots\dots (3.114)$$

$$T_s = \frac{26.54 \times 3}{2} = 39.81 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet du semi encastrement, nous allons avoir :

$$M_a^s = -0.3M_s = -8.96 \text{ kN.m}$$

$$M_t^s = 0.85 M_s = 25.38 \text{ kN.m.}$$

Les résultats trouvés sont représentés sur la (Figure 3.28)

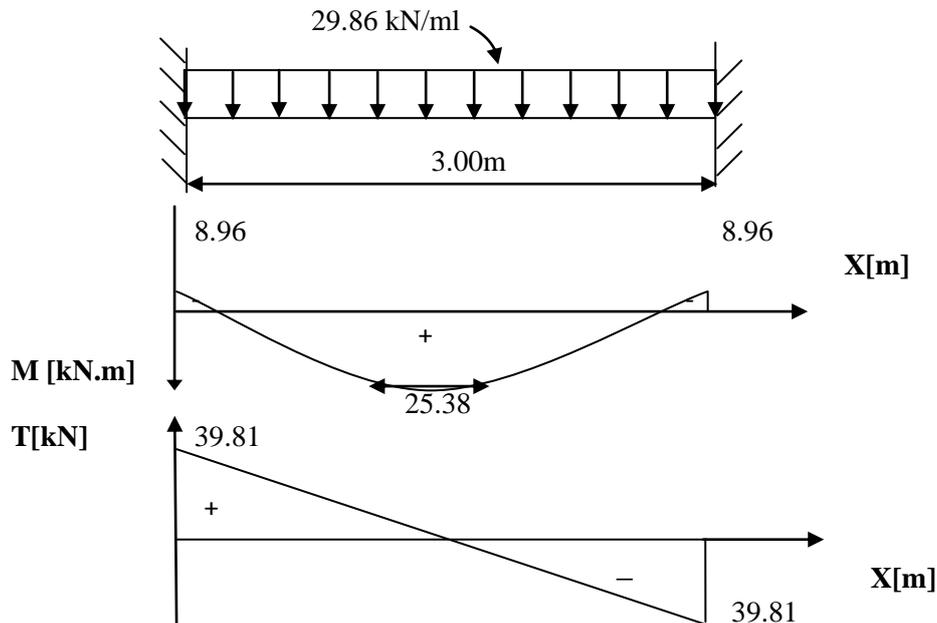


Figure 3.28: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

3.4.5. Vérification à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} \dots\dots (3.115)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \quad \beta_1 = 0.895, \quad \alpha_1 = 0.315 \quad \text{et} \quad K = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \cdot \beta \cdot d} \dots\dots (3.116)$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.96 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 105.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{105.47}{32.62} = 3.23 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} \dots\dots (3.117)$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\rho_1 = 0.88, \quad \beta_1 = 0.881, \quad \alpha_1 = 0.357 \quad \text{et} \quad K = 27.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta \cdot d} \dots\dots (3.118)$$

$$\sigma_{st} = \frac{25.38 \times 10^6}{462 \times 0.881 \times 280} = 222.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{222.69}{27.02} = 8.24 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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 :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots(3.119)$$

$$- \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots(3.120)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots(3.121)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.3}{3} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625, \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{28 \times 25} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105, \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{26.82}{10 \times 31.55} = 0.085, \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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.

→ Le plan de ferrailage est en annexe

3.5. Balcons

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive, soumis à des charges permanentes, au poids propre du garde de corps ainsi qu'aux surcharges d'exploitations. Ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionner comme suit :

- largeur $L = 1.40$ m ;
- longueur $l = 3.4$ m ;
- un garde de corps de hauteur $h = 1$ m en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

Le schéma statique est comme suit

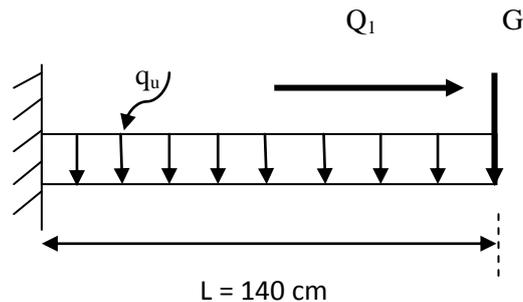


Figure 3.29 : Schéma statique du balcon.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde corps.

Q_1 : surcharge du garde corps.

3.5.1. Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots \dots (3.122)$$

L : Largeur du balcon, égale à 140 cm.

Ce qui donne : $e_p \geq \frac{140}{10} = 14$ cm. Nous adoptons : $e_p = 15$ cm.

3.5.2. Détermination des sollicitations

a. Charge et surcharge du balcon

Tableau 3.5 : Evaluation des charges du garde corps.

Désignation des éléments	γ (kN/m ³)	e (m)	Charge (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 : $G = 5.15$ kN/ml (tableau 2.3)

Charge du garde corps : $G = 1.8 \times 1 \text{ ml} = 1.8$ kN/ml.

Charge due à la main courante (horizontale) : $Q_1 = 1$ kN/ml.

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5$ kN/ml

b. Combinaisons de charges**ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots\dots(3.123)$$

- 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

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.8 = 2.43 \text{ kN/ml.}$$

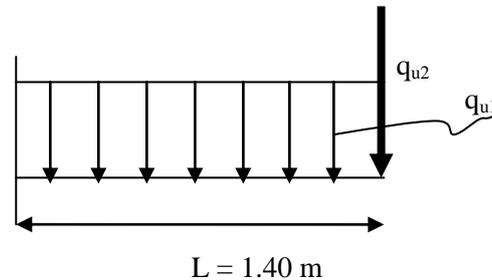


Figure 3.30: Schéma statique de calcul à l'ELU.

ELS

$$q_s = G + Q \dots\dots(3.124)$$

- 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

$$q_{s3} = 1 \text{ kN/ml.}$$

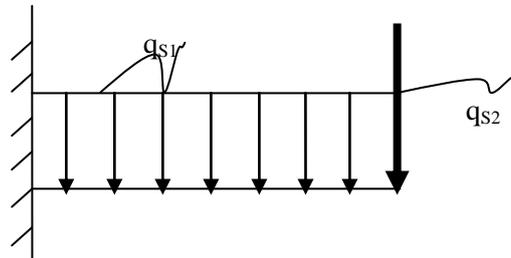


Figure 3.31: Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.5.3. Calcul du balcon à l'ELU

- **Calcul du moment fléchissant**

- Le moment provoqué par la charge q_{u1}

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12.2}{2} (1.4)^2 = 11.956 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2}

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 2.43 \times 1.4 = 3.402 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.956 + 3.402 = 15.358 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$$T_{qu1} = q_{u1} l = 12.2 \times 1.4 = 17.08 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qu2} = q_{u2} = 2.43 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 17.08 + 2.43 = 19.51 \text{ kN}$$

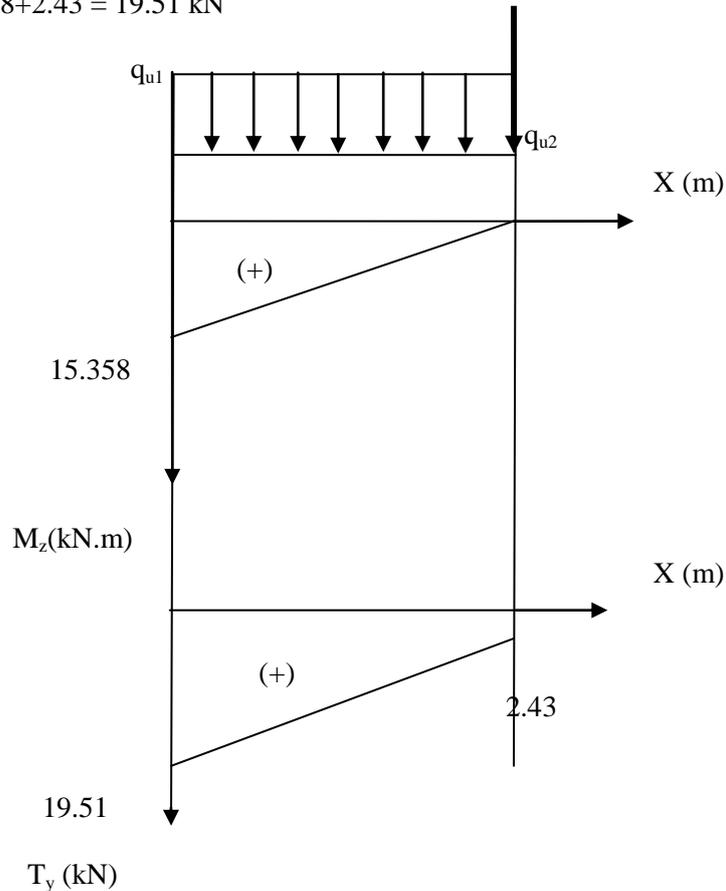


Figure 3.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

3.5.4. Ferrailage du balcon à l'ELU

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

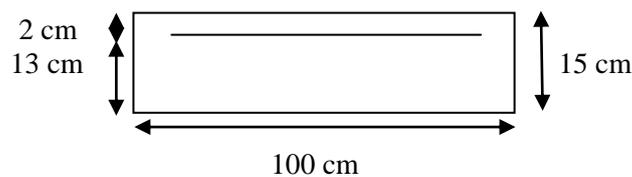


Figure 3.33: Schéma statique de calcul

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \dots\dots(3.131)$$

$$\mu = \frac{15.358 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.063 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.063 \implies \beta = 0.9675$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \dots\dots(3.132)$$

$$A_s = \frac{15.358 \times 10^3}{0.9675 \times 13 \times 348} = 3.51 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

$$4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \dots\dots\dots(3.133)$$

$$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons

$$5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

3.5.5. Vérifications des contraintes à L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (A.4.2, 1 du BAEL91, modifié 99)

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots(3.128)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} \quad 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres (A.8.2, 42 du BAEL91, modifié 99)

- Armatures principale :

$$S_t \leq \min 3h ; 33cm \dots\dots\dots(3.134)$$

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

- Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min 4h ; 45cm \dots\dots\dots(3.135)$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification aux cisaillements (A.5.1, 211 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_u \leq \tau_u$$

On considère la fissuration comme préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots\dots(3.136)$$

$$\tau_u = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \dots\dots(3.137)$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.2 \times 1.4 + 2.43$$

$$V_u = 19.51 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{19.51 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 = \min 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (A.6.1, 255 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots(3.138)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d U_i} \dots\dots(3.139)$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$U_i = n \Pi \emptyset \dots\dots(3.140)$$

$$U_i = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19510}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Longueur de scellement

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.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots (3.141)$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm, on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 20 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes.

3.5.6. Calcul à L'ELS

- **Calcul du moment fléchissant**

- Le moment provoqué par la charge q_{s1}

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} l^2}{2} = \frac{8,65}{2} (1,4)^2 = 8,477 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{s2}

$$M_{qs2} = q_{s2} l = 1,8 \times 1,4 = 2,52 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8,477 + 2,52 = 10,977 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s1}

$$T_{qs1} = q_{s1} l = 8,65 \times 1,4 = 12,11 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s2}

$$T_{qs2} = q_{s2} = 1,8 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_s = T_{qs1} + T_{qs2} = 12,11 + 1,8 = 13,91 \text{ kN}$$

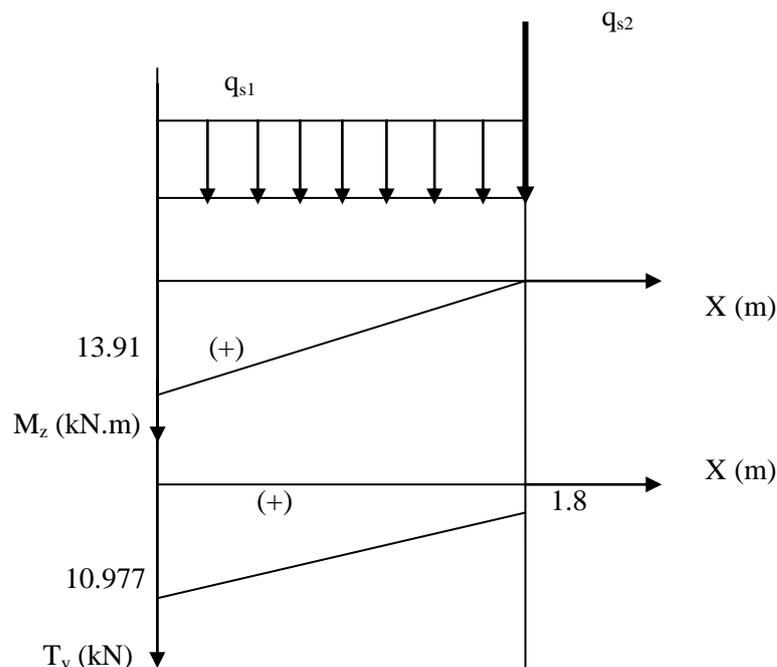


Figure 3.34 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

3.5.7 Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \dots \dots (3.148)$$

- Calcul de la position de l'axe neutre y_1

$$\frac{b}{2} y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0 \dots \dots (3.149)$$

Avec

$n = 15$ (coefficient d'équivalence acier- béton)

$$\frac{100}{2} y_1 - 15 \times 4.52 (13 - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 67.8 y_1 - 881.4 = 0$$

$$\Delta = 180876.84$$

$$\bar{\Delta} = 425.3$$

$$y_1 = 3.58 \text{ cm}$$

- Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 \dots \dots (3.150)$$

$$I = 6135.661 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{10.997 \times 10^6}{61356610} \times 35.8 = 6.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.42 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification vis-à-vis des ouvertures des fissures (A.4.5,33 du BAEL91, modifié99)

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - y) \dots \dots (3.151)$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{10.997 \times 10^6}{61356610} (130 - 35.8) = 258.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 253.25 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

c. Vérification à l'état limite de déformation (BAEL 91 ; Art B 6.8, 424)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (3.152)$$

$$- \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \dots \dots (3.153)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots (3.154)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{10.997}{10 \times 10.997} = 0.1 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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.

→ Le plan de ferrailage est en annexe

3.6. Porte à faux

Le porte à faux est une console encadrée au niveau de la poutre, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

3.6.1. Dimensionnement du porte à faux

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots \dots (3.155)$$

L : Longueur du porte à faux, égale à 140 cm.

Ce qui donne : $e_p \geq \frac{140}{10} = 14$ cm.

Nous adoptons $e_p = 15$ cm

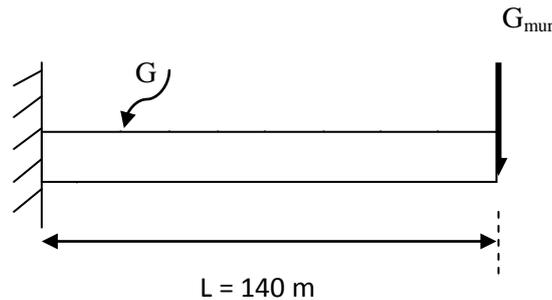


Figure 3.35: Schéma statique du porte à faux.

3.6.2. Détermination des sollicitations

a. Charges et surcharges du porte à faux

Tableau 3.7 : Charge permanente du porte à faux

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
Poids propre de la dalle	0.15	25	3.75
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage scellé	0.02	22	0.44
Enduit ciment	0.015	18	0.27
			G = 5.22

Poids du mur extérieur : $G_{mur} = 2.36$ kN/m²

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5$ kN/m²

b. Combinaisons de charges

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots (3.156)$$

Pour la dalle

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.22) + (1.5 \times 1.5) = 9.297 \text{ kN/ml.}$$

Le mur

$$q_{u2} = 1.35 \times (2.36 \times 2.86) = 9.11 \text{ kN/ml.}$$

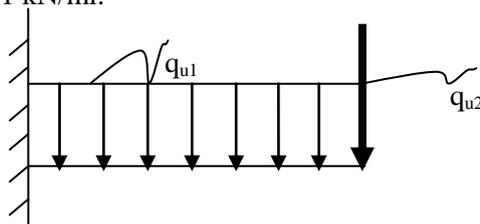


Figure 3.36: Schéma statique de calcul à l'ELU.

ELS

$$q_s = G + Q \dots\dots(3.157)$$

Pour la dalle

$$q_{s1} = 5.22 + 1.5 = 6.72 \text{ kN/ml.}$$

Le mur

$$q_{s2} = 2.36 \times 2.86 = 6.75 \text{ kN/ml.}$$

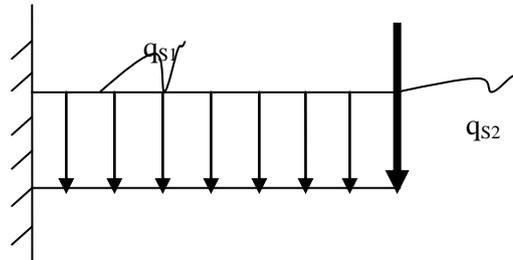


Figure 3.37: Schéma statique de calcul à l'ELS

3.6.3. Calcul du porte à faux à l'ELU

- **Calcul du moment fléchissant**

- Le moment provoqué par la charge q_{u1}

$$M_{qu1} = \frac{qu1}{2} l^2 = \frac{9.297}{2} (1.4)^2 = 9.111 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2}

$$M_{qu2} = q_{u2} l = 9.11 \times 1.4 = 12.754 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.111 + 12.754 = 21.87 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u1}

$$T_{qu1} = q_{u1} l = 9.297 \times 1.4 = 13.02 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{u2}

$$T_{qu2} = q_{u2} = 9.11 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_u = T_{qu1} + T_{qu2} = 13.02 + 9.11 = 22.13 \text{ kN}$$

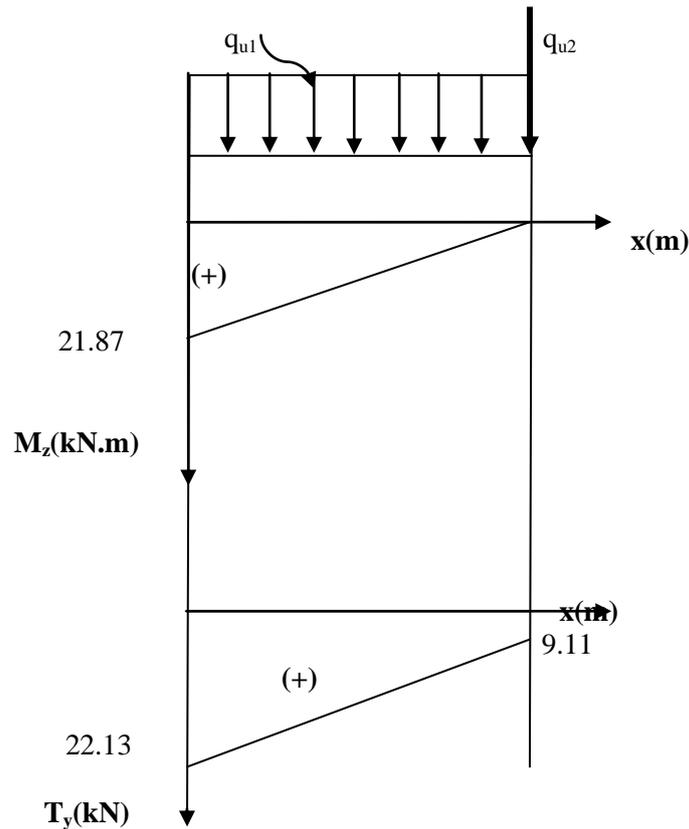


Figure 3.38 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

3.6.4. Ferrailage du porte à faux

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

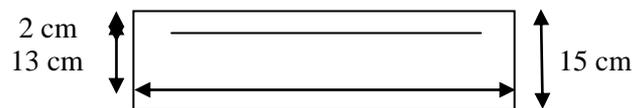


Figure 3.39: Schéma statique de calcul

Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \dots\dots(3.164)$$

$$\mu = \frac{21.87 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.106 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu = 0.106 \implies \beta = 0.944$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \dots\dots(3.165)$$

$$A_s = \frac{21.87 \times 10^3}{0.944 \times 12 \times 348} = 5.55 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

6HA12 = 6.79 cm² Avec : S_t = 20 cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \dots\dots(3.166)$$

$$A_r = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons

4HA8 = 2.01 cm² Avec : S_t = 25 cm.

3.6.5. Vérifications des contraintes à L'ELU

a. Condition de non fragilité du béton (Article A.4.2,1 du BAEL91, modifié 99)

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots(3.167)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.58 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.58 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} 6.79 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres (Article A.8.2, 42 du BAEL91, modifié 99)

- Armatures principale :

$$S_t \leq \min 3h ; 33cm \dots\dots(3.168)$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33cm) = 33cm.$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min 4h ; 45cm \dots\dots(3.169)$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (4h; 45cm) = 45cm \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification aux cisaillements (Article A.5.1, 211 du BAEL91, modifié 99)

On considère la fissuration comme préjudiciable.

$$\tau_u \leq \tau_{u,lim}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \dots\dots(3.170)$$

$$\tau_u = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \dots\dots(3.171)$$

$$V_u = q_{u1} \times 1 + q_{u2} = 9.3 \times 1.4 + 9.11$$

$$V_u = 22.13 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{22.13 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min 0.15 \frac{25}{1.5} ; 5 = \min 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \tau_{u,lim} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Article A.6.1, 255 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se,lim}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \dots\dots(3.172)$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d U_i} \dots\dots(3.173)$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$U_i = n \Pi \emptyset \dots\dots(3.174)$$

$$U_i = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22130}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \text{ MPa} < \tau_{se,lim} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Longueur de scellement

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.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots(3.175)$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm, on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 20 \text{ cm.}$

Les armatures calculées sont suffisantes.

3.6.6. Calcul à l'ELS

- Calcul du moment fléchissant

- Le moment provoqué par la charge q_{s1}

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1}l^2}{2} = \frac{6.72}{2} (1.4)^2 = 6.58 \text{ kN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{s2}

$$M_{qs2} = q_{s2}l = 6.75 \times 1.4 = 9.45 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 6.58 + 9.45 = 16.03 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s1}

$$T_{qs1} = q_{s1}l = 6.72 \times 1.4 = 9.41 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant provoqué par la charge q_{s2}

$$T_{qs2} = q_{s2} = 6.75 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant total

$$T_s = T_{qs1} + T_{qs2} = 9.41 + 6.75 = 16.16 \text{ kN}$$

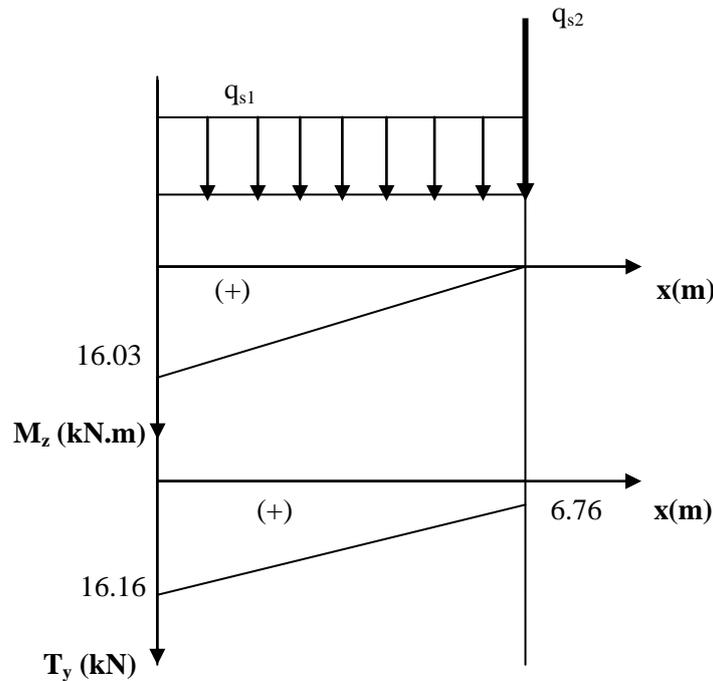


Figure 3.40 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

3.6.7. Vérification à l'ELS

a. Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 \dots \dots (3.182)$$

Calcul de la position de l'axe neutre y

$$\frac{b}{2} y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0 \dots \dots (3.183)$$

Avec

$n = 15$ (coefficient d'équivalence acier- béton)

$$\frac{100}{2}y_1 - 15 \times 6.79 (13 - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 101.85 y_1 - 1324.05 = 0$$

$$\Delta = 275183.42$$

$$\bar{\Delta} = 524.58$$

$$y_1 = 4.23 \text{ cm}$$

Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y_1 + \eta A_s (d - y_1)^2 \dots\dots(3.184)$$

$$I = 7974.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y_1 = \frac{16.03 \times 10^6}{79745800} \times 42.3 = 8.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.5 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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 :

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_s}{I} (d - y) \dots\dots(3.185)$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{16.03 \times 10^6}{79745800} (130 - 42.3) = 264.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 264.43 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

c. Vérification à 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 :

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots(3.186)$$

$$- \frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots(3.187)$$

$$- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots(3.188)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.0052 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{16.03}{10 \times 16.03} = 0.1 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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.

→ Le plan de ferrailage est en annexe

3.7. Salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1.83 \times 1.75 = 3.2025\text{m}^2)$ pouvant charger 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

3.7.1. Dimensionnement de la salle machine

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \dots\dots(3.162)$$

avec : $L_{\max} = 1.83\text{m}$.

Ce qui donne : $h_t \geq 6.1\text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : $h_t = 15\text{cm}$.

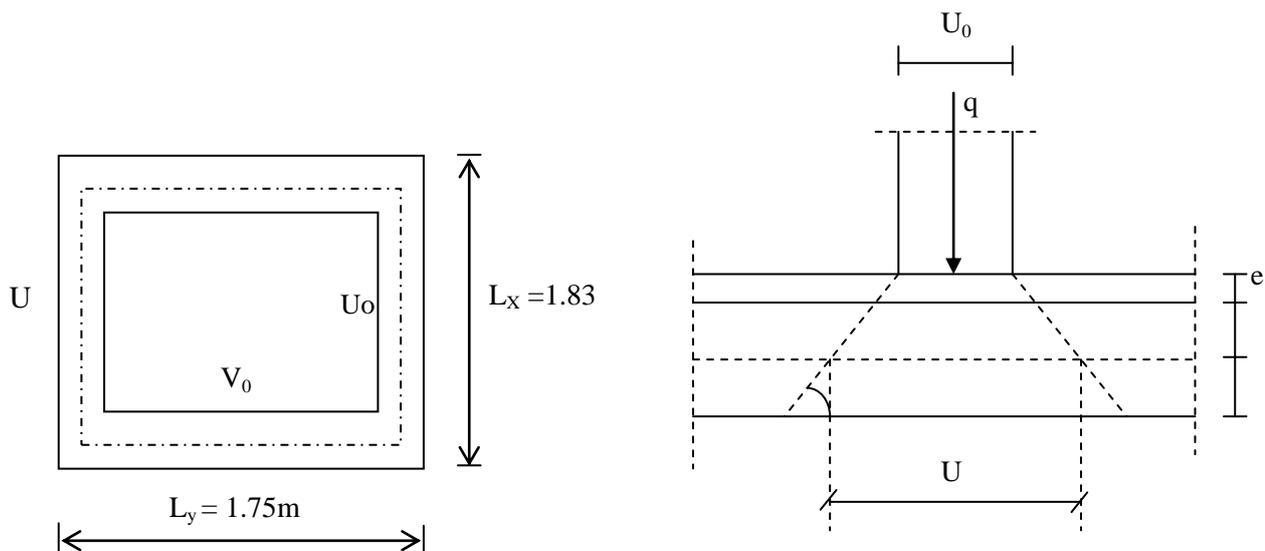


Figure 3.36 : Schéma de la salle machine

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 :

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1, M_2 sont des valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction de $(\rho = \frac{L_x}{L_y} \frac{U}{L_x} \frac{V}{L_y})$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'il s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \dots\dots(3.163) \\ V = V_0 + 2e + h_t \dots\dots(3.164) \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{183} = 0.96;$$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ \implies la dalle travaille dans les deux sens.

3.7.2. Détermination des sollicitations

- à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \dots (3.165)$$

$$P_u = 1.35 P \dots (3.166)$$

avec

$$G = \gamma_b \times h_t = (25 \times 0.15) \times 1 = 3.75 \text{ kN/ml : poids propre de la dalle,}$$

$Q = 1 \text{ kN/ml}$: La surcharge d'exploitation.

$$q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.5625 \text{ kN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m).}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN/ml (charge concentrée due au système de levage)}$$

- à l'ELS

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

3.7.3. Calcul des moments agissant sur la dalle

- Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_u (M_1 + M_2) \dots (3.167)$$

$$M_y = p_u (\nu M_1 + M_2) \dots (3.168)$$

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.

$$\text{Pour } \rho = 0.96 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{183} = 0.57 \end{cases}$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.0806$ et $M_2 = 0.0748$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0806 = 9.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0748 = 9.09 \text{ kN.m}$$

- Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0.96 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \dots (3.169)$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \dots (3.170)$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0401 \times 6.5625 \times (1.75)^2 = 0.806 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.911 \times 0.806 = 0.734 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.79 + 0.806 = 10.59 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.09 + 0.734 = 9.82 \text{ kN.m}$$

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.

3.7.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

• Sens x-x

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.59 = 9.0015 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} \dots \dots (3.171)$$

$$\mu = \frac{9.0015 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392,$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.981$.

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots \dots (3.172)$$

$$A_{st} = \frac{9.0015 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.028 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.59 = -3.177 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.177 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9935$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.177 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• Sens y-y

En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.82 = 8.347 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8.347 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9825$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.347 \times 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 9.82 = -2.946 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2.946 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.994$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.946 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

3.7.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 ; A.4.2.1)

Armatures inférieures :

$$A \geq A_{min}$$

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \dots \dots (3.173)$$

avec :

$$\rho = 0.85$$

$$W = \frac{A_{\min}}{S} \dots \dots (3.174)$$

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

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b. Diamètre minimal des barres (A.7.21 du BAEL91, modifié 99):

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c. Ecartement des barres (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 :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

d. Condition de non poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots (3.175)$$

avec

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 4.2 \text{ m}$$

$$p_u = 121.45 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN/ml}$$

$$\implies \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification des contraintes tangentielles (A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99):

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ kN}$$

Ainsi, nous aurons :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{ MPa}$$

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

On remarque que $\tau = 0.22 \text{MPa} < \tau = 3.33 \text{MPa}$ \Longrightarrow **Condition vérifiée**

3.7.6. 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 :

$$M_x = p_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p_s(\nu M_1 + M_2)$$

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.

$$\text{Pour } \rho = 0.96 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{183} = 0.57 \end{cases}$$

Après Interpolation : $M_1 = 0.0806$ et $M_2 = 0.0748$

$$M_{x1} = p_s (M_1 + 0.2M_2) = 90 (0.0806 + 0.2 \times 0.0748) = 8.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_s (M_2 + 0.2M_1) = 90 (0.0748 + 0.2 \times 0.0806) = 8.18 \text{ kN.m}$$

b. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = 0.96 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Nous obtenons:

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0475 \times 5.85 \times (1.75)^2 = 0.851 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.939 \times 0.851 = 0.79 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.6 + 0.851 = 9.451 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.18 + 0.79 = 8.97 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{st} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.451 = 8.033 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 10.23 = -2.835 \text{ kN.m}$$

- Sens y-y :

En travée

$$M_{st} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.97 = 7.624 \text{ kN.m}$$

En Appuis

$$M_{sa} = -0.30 \times M_y = -0.30 \times 8.97 = -2.691 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, ainsi nous adoptons les mêmes sections de ferrailage.

d. Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots \dots (3.176)$$

avec

$$\alpha = \frac{y}{d} \dots \dots (3.166) \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots \dots (3.177)$$

- Sens x-x

En travée

$$\gamma = \frac{8.49}{8.03} = 1.06 \longrightarrow \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 ; \alpha = 0.0419 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0419 < \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

⇒ **Condition vérifiée**

Aux appuis

$$\gamma = \frac{3.234}{2.835} = 1.14 \longrightarrow \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.835 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 ; \alpha = 0.0151 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0151 < \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

⇒ **Condition vérifiée**

- Sens y-y

En travée

$$\gamma = \frac{8.49}{7.624} = 1.11 \longrightarrow \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7.624 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 ; \alpha = 0.0406 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

⇒ **Condition vérifiée**

Aux appuis

$$\gamma = \frac{2.997}{2.691} = 1.11 \longrightarrow \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{2.691 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 ; \alpha = 0.0138 < 0.345$$

$$\alpha = 0.0138 < \frac{1.11-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.305$$

⇒ **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 :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \dots \dots (3.178)$$

$$\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots (3.179)$$

$$\frac{15}{175} = 0.087 \geq \frac{9.451}{20 \times 9.451} = 0.05$$

⇒ **Condition vérifiée**

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

⇒ **Condition vérifiée**

→ Le plan de ferrailage est en annexe

Introduction

Le contreventement d'une construction est constitué par un ensemble d'éléments structuraux (voiles, portique) qui contribuent à sa résistance aux actions horizontales, telles que le séisme.

Pour définir le type de contreventement nous sommes amenés à déterminer les pourcentages d'efforts repris par ces éléments structuraux, en passant par le calcul des rigidités.

4.1. Caractéristiques géométriques des portiques

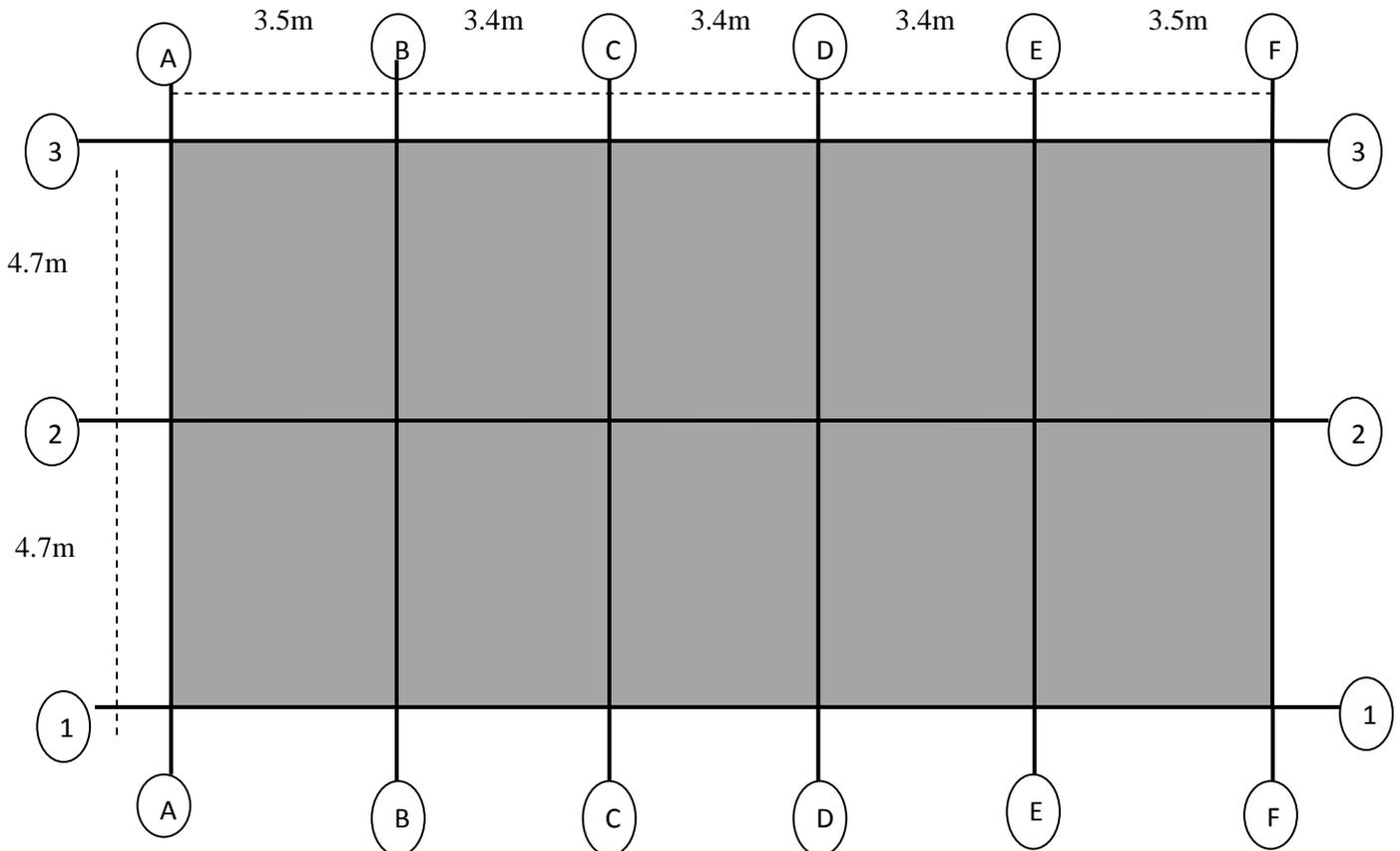


Figure 4.1 : Vue en plan des axes des portiques

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,
- Rigidités linéaires des poteaux : $K_p = \frac{I_p}{h_c} \dots\dots(4.1)$
- Rigidités linéaires des poutres : $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c} \dots\dots(4.2)$

avec

I : moment d'inertie de l'élément,

l_c : longueur calculée de la poutre :

$$l_c = \min \left(l + \frac{e_{pr}}{2}, l_0 \right) \dots\dots(4.3)$$

h_c : hauteur calculée du poteau :

$$h_c = \min \left(h + \frac{e_p}{2}, h_0 \right) \dots\dots(4.4)$$

l : longueur entre nus des appuis,

l_0 : longueur entre axes des poteaux,

e_{pr} : épaisseur de la poutre,

h : hauteur entre nus des appuis,

h_0 : hauteur entre faces supérieures des planchers successifs,

e_p : épaisseur du poteau.

La figure (4.2) illustre les différents éléments pré définis :

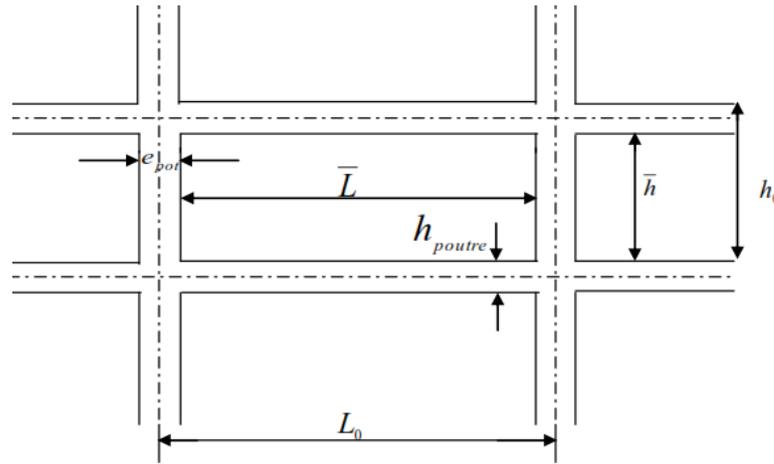
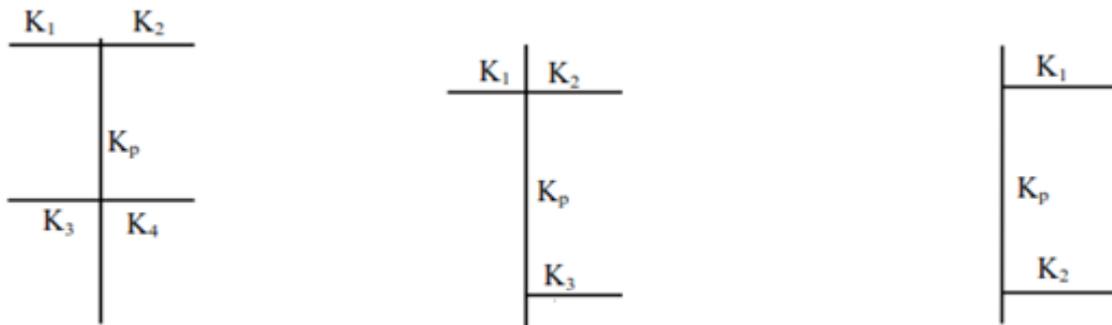


Figure 4.2 : Coupe verticale d'un niveau

4.1.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques

- Cas d'étage courant

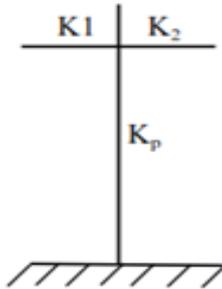


$$K_j = \frac{k_1+k_2+k_3+k_4}{2k_p} \dots\dots (4.5),$$

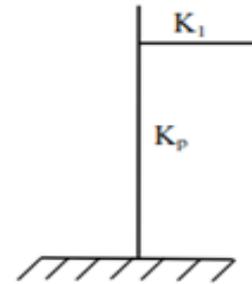
$$K_j = \frac{k_1+k_2+k_3}{2k_p} \dots\dots (4.6) ,$$

$$K_j = \frac{k_1+k_2}{2k_p} \dots\dots (4.7)$$

- 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 et RDC

$$a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j} \dots\dots (4.10)$$

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 :

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{H_c^2} \dots\dots (4.12)$$

Niveau sous-sol :

- Poteau encasté à sa base

$$R_j = a_{ij} \times k_p \times \frac{12 \times E}{H_c^2} \dots\dots (4.13)$$

- 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	Poteaux	h(cm)	e _{pot} (cm)	H _c pot (cm)	I pot (cm ⁴)	K pot (cm ³)
7 à 8 (30x35)	1	266	30	281	78750	280,24
	2	266	30	281	78750	280,24
	3	266	30	281	78750	280,24
4 à 6 (35x40)	1	266	35	283,5	142916,667	504,11
	2	266	35	283,5	142916,667	504,11
	3	266	35	283,5	142916,667	504,11
1 à 3 (40x45)	1	266	40	286	240000	839,16
	2	266	40	286	240000	839,16
	3	266	40	286	240000	839,16
RDC (45x50)	1	317	45	339,5	379687,5	1118,37
	2	317	45	339,5	379687,5	1118,37
	3	317	45	339,5	379687,5	1118,37
S-SOL (50x55)	1	310	50	335	572916,667	1710,19
	2	310	50	335	572916,667	1710,19
	3	310	50	335	572916,667	1710,19

- Poutres :

Tableau 4.2 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

Niveaux	Travées	L(cm)	H poutre(cm)	L _c (cm) (poutre)	I poutre (cm ⁴)	K poutre(cm ³)
7 à 8	1-2	435	40	455	52083,33	114,46
	2-3	435	40	455	52083,33	114,46
4 à 6	1-2	430	40	450	52083,33	115,74
	2-3	430	40	450	52083,33	115,74
1 à 3	1-2	425	40	445	52083,33	117,04
	2-3	425	40	445	52083,33	117,04
RDC	1-2	420	40	440	52083,33	118,37
	2-3	420	40	440	52083,33	118,37
S-Sol	1-2	415	40	435	52083,33	119,73
	2-3	415	40	435	52083,33	119,73

Calcul suivant le sens longitudinal (x-x)

- Poteaux :

Tableau 4.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

Niveaux	Poteaux	H(cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm) (poutre)	I pot (cm ⁴)	K pot (cm ³)
7 à 8 (30x35)	A	276	30	291	107187,50	368,34
	B	276	30	291	107187,50	368,34
	C	276	30	291	107187,50	368,34
	D	276	30	291	107187,50	368,34
	E	276	30	291	107187,50	368,34
	F	276	30	291	107187,50	368,34
4 à 6 (35x40)	A	276	35	293,5	186666,66	636,00
	B	276	35	293,5	186666,66	636,00
	C	276	35	293,5	186666,66	636,00
	D	276	35	293,5	186666,66	636,00
	E	276	35	293,5	186666,66	636,00
	F	276	35	293,5	186666,66	636,00
1 à 3 (40x45)	A	276	40	296	303750,00	1026,18
	B	276	40	296	303750,00	1026,18
	C	276	40	296	303750,00	1026,18
	D	276	40	296	303750,00	1026,18
	E	276	40	296	303750,00	1026,18
	F	276	40	296	303750,00	1026,18
RDC (45x50)	A	327	45	349,5	468750,00	1341,20
	B	327	45	349,5	468750,00	1341,20
	C	327	45	349,5	468750,00	1341,20
	D	327	45	349,5	468750,00	1341,20
	E	327	45	349,5	468750,00	1341,20
	F	327	45	349,5	468750,00	1341,20
S-Sol (50x55)	A	320	50	345	693229,16	2009,35
	B	320	50	345	693229,16	2009,35
	C	320	50	345	693229,16	2009,35
	D	320	50	345	693229,16	2009,35
	E	320	50	345	693229,16	2009,35
	F	320	50	345	693229,16	2009,35

- Poutres :

Tableau 4.4 : Rigidité des poutres selon le sens longitudinal.

Niveaux	Travées	L(cm)	Hpoutre(cm)	L _c (cm) (poutre)	I poutre (cm ⁴)	K poutre(cm ³)
7 à 8	A-B	320	30	335	45000	134,32
	B-C	310	30	325	45000	138,46
	C-D	310	30	325	45000	138,46
	D-E	310	30	325	45000	138,46
	E-F	320	30	335	45000	134,32
4 à 6	A-B	315	30	330	45000	136,36
	B-C	305	30	320	45000	140,62
	C-D	305	30	320	45000	140,62
	D-E	305	30	320	45000	140,62
	E-F	315	30	330	45000	136,36
1 à 3	A-B	310	30	325	45000	138,46
	B-C	300	30	315	45000	142,85
	C-D	300	30	315	45000	142,85
	D-E	300	30	315	45000	142,85
	E-F	310	30	325	45000	138,46
RDC	A-B	305	30	320	45000	140,62
	B-C	295	30	310	45000	145,16
	C-D	295	30	310	45000	145,16
	D-E	295	30	310	45000	145,16
	E-F	305	30	320	45000	140,62
S-Sol	A-B	300	30	315	45000	142,85
	B-C	290	30	305	45000	147,54
	C-D	290	30	305	45000	147,54
	D-E	290	30	305	45000	147,54
	E-F	300	30	315	45000	142,85

Rigidité des portiques transversaux (Y-Y)

Tableau 4.5 : Rigidité des portiques transversaux.

Niveaux	poteaux	H _c (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)	K _{poutre} (cm ³)	K	a _j	R _{jy} (kN/m ²)	R _{jy} (kN/m ²)
7-8	1	281	78750,00	280,24	114,46	0,41	0,17	23.33	86.55
	2	281	78750,00	280,24	114,46	0,82	0,29	39.87	
	3	281	78750,00	280,24	/	0,41	0,17	23.33	
4-6	1	283,5	142916,66	504,11	115,74	0,23	0,10	25.05	95.50
	2	283,5	142916,66	504,11	115,74	0,46	0,18	45.40	
	3	283,5	142916,66	504,11	/	0,23	0,10	25.05	
1-3	1	286	240000,00	839,16	117,04	0,14	0,06	25.94	100.59
	2	286	240000,00	839,16	117,04	0,28	0,12	48.70	
	3	286	240000,00	839,16	/	0,14	0,06	25.94	
RDC	1	339,5	379687,50	1118,37	118,37	0,10	0,05	18.92	73.87
	2	339,5	379687,50	1118,37	118,37	0,21	0,09	36.02	
	3	339,5	379687,50	1118,37	/	0,10	0,05	18.92	
S-sol	1	335	1710,19	1710,19	119,73	0,07	0,27	39.9	120.22
	2	335	1710,19	1710,19	119,73	0,14	0,29	40.2	
	3	335	1710,19	1710,19	/	0,07	0,27	39.9	

- Rigidité des portiques longitudinaux (X-X)

Tableau 4.6 : Rigidité des portiques longitudinaux.

Niveaux	Poteaux	H _C (cm)	I _{pot} (cm ⁴)	K _{pot} (cm ³)	K _{poutre} (cm ³)	K	a _j	r _{jx} (kN/cm)	R _{jx} (kN/cm)
7 à 8	A	291	107187,50	368,34	134,32	0,36	0,15	26,05	235,58
	B	291	107187,50	368,34	138,46	0,74	0,27	45,61	
	C	291	107187,50	368,34	138,46	0,75	0,27	46,12	
	D	291	107187,50	368,34	138,46	0,75	0,27	46,12	
	E	291	107187,50	368,34	134,32	0,74	0,27	45,61	
	F	291	107187,50	368,34	/	0,36	0,15	26,05	
4 à 6	A	293,5	186666,6667	636,00	136,36	0,21	0,09	27,77	261,96
	B	293,5	186666,66	636,00	140,62	0,43	0,17	51,27	
	C	293,5	186666,66	636,00	140,62	0,44	0,18	51,92	
	D	293,5	186666,66	636,00	140,62	0,44	0,18	51,92	
	E	293,5	186666,66	636,00	136,36	0,43	0,17	51,27	
	F	293,5	186666,66	636,00	/	0,21	0,09	27,77	
1 à 3	A	296	303750,00	1026,18	138,46	0,13	0,06	28,77	278,53
	B	296	303750,00	1026,18	142,85	0,27	0,12	54,86	
	C	296	303750,00	1026,18	142,85	0,28	0,12	55,62	
	D	296	303750,00	1026,18	142,85	0,28	0,12	55,62	
	E	296	303750,00	1026,18	138,46	0,27	0,12	54,86	
	F	296	303750,00	1026,18	/	0,13	0,06	28,77	
RDC	A	349,5	468750,00	1341,20	140,62	0,10	0,05	21,26	208,10
	B	349,5	468750,00	1341,20	145,16	0,21	0,09	41,09	
	C	349,5	468750,00	1341,20	145,16	0,21	0,09	41,68	
	D	349,5	468750,00	1341,20	145,16	0,21	0,09	41,68	
	E	349,5	468750,00	1341,20	140,62	0,21	0,09	41,09	
	F	349,5	468750,00	1341,20	/	0,10	0,05	21,26	
S-Sol	A	345	693229,16	2009,35	142,85	0,07	0,27	26,3	242,8
	B	345	693229,16	2009,35	147,54	0,14	0,30	47,55	
	C	345	693229,16	2009,35	147,54	0,14	0,30	47,55	
	D	345	693229,16	2009,35	147,54	0,14	0,30	47,55	
	E	345	693229,16	2009,35	142,85	0,14	0,30	47,55	
	F	345	693229,16	2009,35	/	0,07	0,27	26,3	

4.2. Caractéristiques géométrique des voiles

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures 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 l'emplacement des voile doit être le plus adéquat possible de manière à résister a l'effort sismique d'une part et limiter la torsion de bâtiment due aux charges d'autre part

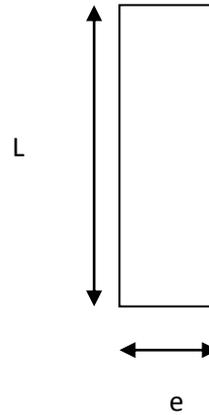
4.2.1. Etudes des refends

- Calcul des inerties
- Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} \dots\dots(4.16)$$

et

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12} \dots\dots\dots(4.17)$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport a (X-X') donc on prend I_y

- Refends longitudinaux

Tableau 4.7 : Inertie des refends longitudinaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I_y
S-Sol H=3.5m	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL4	1,75	0,2	0,0893
RDC H=3.57m	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL4	1,75	0,2	0,0893
1 à 3 H=3.06m	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL3	0,8	0,2	0,0085

	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL4	1,75	0,2	0,0893
4 à 6 H=3.06m	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL4	1,75	0,2	0,0893
7 à 8 H=3.06m	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL1	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL2	1,2	0,2	0,0288
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL3	0,8	0,2	0,0085
	VL4	1,75	0,2	0,0893
				1,1079

• Refends transversaux.

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} \dots\dots(4.18), I_x = \frac{e \times L^3}{12} \dots\dots(4.19)$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport a (Y-Y') donc on prend I_x

Tableau 4.8 : Inertie des refends transversaux.

Niveaux	Voiles	L(m)	e(m)	I_x
S-Sol H=3.5m	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
RDC H=3.57m	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
1 à 3 H=3.06m	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
	VT3	1,83	0,2	0,10214145

4 à 6 H=3.06m	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
7 à 8 H=3.06m	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT1	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT2	2,5	0,2	0,26041667
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
	VT3	1,83	0,2	0,10214145
				6,22974783

- **Rigidités des voiles**

Dans le sens (y-y)

$$R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_x}{H_c^3} \dots\dots (4.20)$$

Dans le sens (x-x)

$$R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{H_c^3} \dots\dots (4.21)$$

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.

Niveaux	Voiles	H(cm)	I_x	E(kN/cm ²)	R_{vy} (kN/cm)	SR _{vy} (kN/cm)
S-Sol	VT1	3,5	0,260416667	32164195	2344329,08	11216316,7
	VT1	3,5	0,260416667	32164195	2344329,08	
	VT2	3,5	0,260416667	32164195	2344329,08	
	VT2	3,5	0,260416667	32164195	2344329,08	
	VT3	3,5	0,10214145	32164195	919500,179	
	VT3	3,5	0,10214145	32164195	919500,179	
RDC	VT1	3,57	0,260416667	32164195	2209113,65	10569385,7
	VT1	3,57	0,260416667	32164195	2209113,65	
	VT2	3,57	0,260416667	32164195	2209113,65	
	VT2	3,57	0,260416667	32164195	2209113,65	
	VT3	3,57	0,10214145	32164195	866465,556	
	VT3	3,57	0,10214145	32164195	866465,556	
1 à 3	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	16783793,1
	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT2	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	

	VT2	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21	
4 à 6	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	16783793,1
	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT2	3,06	0,260416667	32164195	1375915,21	
	VT2	3,06	0,260416667	32164195	1375915,21	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	3507990,66	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	3507990,66	
7 à 8	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	16783793,1
	VT1	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT2	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT2	3,06	0,260416667	32164195	3507990,66	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21	

- Rigidités des voiles dans le sens transversal

Tableau 4.10 : Rigidité des voiles dans le sens longitudinal.

Niveaux	Voiles	H(m)	I_y (m ⁴)	E(kN/m ²)	R_{vx} (kN/m)	SRvx(kN/m)
S-Sol	VL1	3,5	0,02880000	32164195	259264,042	1994798,99
	VL1	3,5	0,02880000	32164195	259264,042	
	VL2	3,5	0,02880000	32164195	259264,042	
	VL2	3,5	0,02880000	32164195	259264,042	
	VL3	3,5	0,008533333	32164195	76818,9753	
	VL3	3,5	0,008533333	32164195	76818,9753	
	VL4	3,5	0,089322917	32164195	804104,875	
RDC	VL1	3,57	0,02880000	32164195	244310,297	1879743,64
	VL1	3,57	0,02880000	32164195	244310,297	
	VL2	3,57	0,02880000	32164195	244310,297	
	VL2	3,57	0,02880000	32164195	244310,297	
	VL3	3,57	0,008533333	32164195	72388,2362	
	VL3	3,57	0,008533333	32164195	72388,2362	
	VL4	3,57	0,089322917	32164195	757725,983	
1 à 3	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	2984963,29
	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL4	3,06	0,089322917	32164195	1203240,8	
	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	

4 à 6	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	2984963,29
	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL4	3,06	0,089322917	32164195	1203240,8	
7 à 8	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	2984963,29
	VL1	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL2	3,06	0,02880000	32164195	387955,703	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL3	3,06	0,008533333	32164195	114949,838	
	VL4	3,06	0,089322917	32164195	1203240,8	

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. A cet effet, nous utiliserons la méthode des aires

4.3.1. 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 :

$$f_i = \frac{S_i \times d_i}{E_i \times I} \dots \dots (4.22); I = 1m^4$$

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 :

$$s_i = \frac{b_{i+1} + b_i}{2} \times h_i \dots \dots (4.23)$$

Le centre de gravité d'un trapèze à sa petite base est :

$$d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i \dots \dots (4.24)$$

Diagrammes des moments des aires est représenté dans la figure (4.3

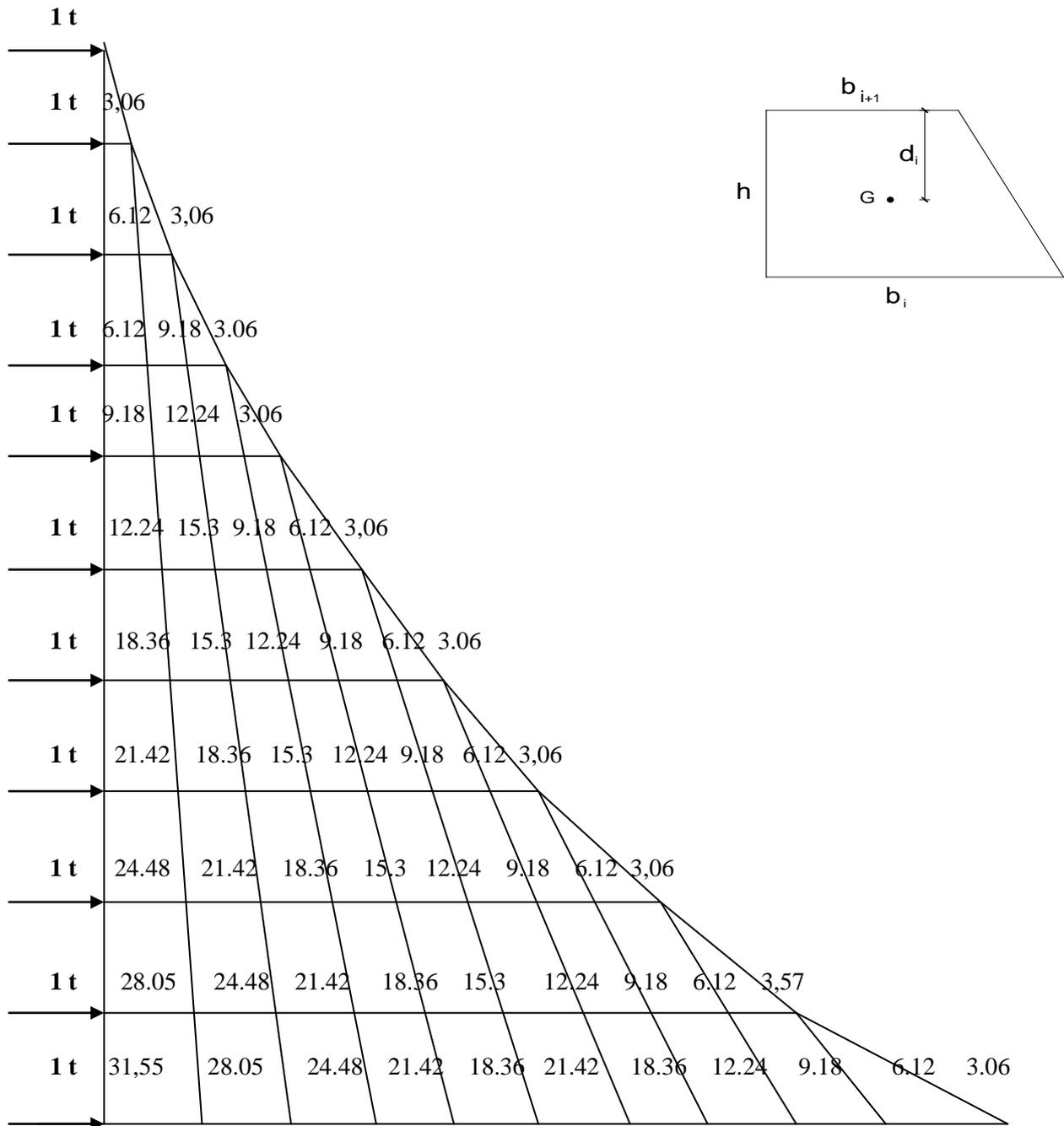


Figure 4.3 : Diagramme des moments des aires

4.3.1.1. 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	$S_i \times d_i$
10	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55
9	3,06	9,18	3,06	18,72	1,78	33,42
8	3,06	18,36	9,18	42,13	1,70	71,63
7	3,06	30,60	18,36	74,90	1,65	124,16
6	3,06	45,90	30,60	117,04	1,63	191,01
5	3,06	64,26	45,90	168,54	1,61	272,19
4	3,06	85,68	64,26	229,40	1,60	367,70
3	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	477,54
2	3,57	138,21	110,16	443,34	1,85	821,15
1	3,50	166,19	138,21	532,70	1,80	960,78
						3329,18

4.3.1.2. Calcul des flèches par niveau

$$\frac{S_i \times f_i = d_i}{E_i \times I} \dots \dots \dots (4.25)$$

Tableau 4.12 : Résultat de la flèche pour chaque niveau

Niveaux	SIDI	FIEI	f
10	9,550872	3329,18309	2,9698E-07
9	33,428052	3319,63222	1,03943E-06
8	71,63154	3286,20416	2,22735E-06
7	124,161336	3214,57262	3,86074E-06
6	191,01744	3090,41129	5,9396E-06
5	272,199852	2899,39385	8,46393E-06
4	367,708572	2627,194	1,14337E-05
3	477,5436	2259,48542	1,4849E-05
2	821,153907	1781,94182	2,55334E-05
1	960,787917	960,787917	2,98752E-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

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times K_m} \dots \dots \dots (4.26)$$

avec

$$M_n : h \times T_n \dots \dots \dots (4.27)$$

$$M_{n+1} : T_{n+1} \times h_{n+1} \dots \dots \dots (4.28)$$

➤ Pour les premiers niveaux

Poteaux encastrés

$$E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \times K_{tn} + 2 \cdot K_{pn}} \dots (4.29)$$

Poteaux articulés

$$E\theta_n = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times K_{pn}} \dots (4.30)$$

- Calcul des déplacements

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} \dots (4.31)$$

$$\Delta_n = \psi_n \times h \dots (4.32)$$

- Calcul du déplacement au niveau i

$$\Delta_i = \sum_{n=i}^n \Delta_n \dots (4.33)$$

- Calcul de l'inertie fictive

$$I_{ei} = f_i / \sum_{n=i}^n \Delta_n \dots (4.34)$$

avec

K_{pn} : somme des raideurs des poutres du $n^{ème}$ niveau,

K_{tn} : somme des raideurs des poteaux du $n^{ème}$ niveau,

h : hauteur libre d'étage,

E : module d'élasticité

Δ_n : déplacements du portique au $n^{ème}$ niveau

f_n : flèche du $n^{ème}$ 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 transversaux :

Niveaux	Portique	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	θ_n	ψ_{En}	D_n	$\sum E\Delta_i$	Eifi	LeiY	LeiY
8	A	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754	53861,8053	3329,18309	0,06180972	0,37085832
	B	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754		3329,18309	0,06180972	
	C	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754		3329,18309	0,06180972	
	D	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754		3329,18309	0,06180972	
	E	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754		3329,18309	0,06180972	
	F	0	3,06	0,00084075	0,00022894	556,92	2933,64952	8976,96754		3329,18309	0,06180972	
7	A	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137	57325,1482	3319,63222	0,05790883	0,34745297
	B	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137		3319,63222	0,05790883	
	C	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137		3319,63222	0,05790883	
	D	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137		3319,63222	0,05790883	
	E	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137		3319,63222	0,05790883	
	F	3,06	6,12	0,00084075	0,00022894	1670,76	3122,28476	9554,19137		3319,63222	0,05790883	
6	A	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921	153547,752	3286,20416	0,02140184	0,12841103
	B	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921		3286,20416	0,02140184	
	C	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921		3286,20416	0,02140184	
	D	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921		3286,20416	0,02140184	
	E	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921		3286,20416	0,02140184	
	F	6,12	9,18	0,00151235	0,00023148	2754	8363,16735	25591,2921		3286,20416	0,02140184	
5	A	9,18	12,24	0,00151235	0,00023148	3855,6	5586,68571	17095,2583	102571,55	3214,57262	0,03133981	0,18803885
	B	9,18	12,24	0,00151235	0,00023148	3855,6	5586,68571	17095,2583		3214,57262	0,03133981	
	C	9,18	12,24	0,00151235	0,00022894	3855,6	5586,68571	17095,2583		3214,57262	0,03133981	

	D	9,18	12,24	0,00151235	0,00022894	3855,6	5586,68571	17095,2583		3214,57262	0,03133981	
	E	9,18	12,24	0,00151235	0,00022894	3855,6	5586,68571	17095,2583		3214,57262	0,03133981	
	F	9,18	12,24	0,00151235	0,00022894	3855,6	5586,68571	17095,2583		3214,57262	0,03133981	
4	A	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616	128370,37	3090,41129	0,02407418	0,14444508
	B	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616		3090,41129	0,02407418	
	C	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616		3090,41129	0,02407418	
	D	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616		3090,41129	0,02407418	
	E	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616		3090,41129	0,02407418	
	F	12,24	15,3	0,00151235	0,00023148	4957,2	6991,8502	21395,0616		3090,41129	0,02407418	
3	A	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271	140460,763	2899,39385	0,02064202	0,06192606
	B	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271		2899,39385	0,02064202	
	C	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271		2899,39385	0,02064202	
	D	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271		2899,39385	0,02064202	
	E	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271		2899,39385	0,02064202	
	F	15,3	18,36	0,00251748	0,00023408	5991,48	7650,36833	23410,1271		2899,39385	0,02064202	
2	A	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737	164180,842	2627,194	0,01600183	0,09601098
	B	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737		2627,194	0,01600183	
	C	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737		2627,194	0,01600183	
	D	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737		2627,194	0,01600183	
	E	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737		2627,194	0,01600183	
	F	18,36	21,42	0,00251748	0,00023408	7080,84	8942,31167	27363,4737		2627,194	0,01600183	
1	A	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719	187769,831	2259,48542	0,01203327	0,07219963
	B	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719		2259,48542	0,01203327	
	C	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719		2259,48542	0,01203327	
	D	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719		2259,48542	0,01203327	

	E	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719		2259,48542	0,01203327	
	F	21,42	24,48	0,00251748	0,00023408	8170,2	10227,115	31294,9719		2259,48542	0,01203327	
RDC	A	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556	166838,134	1781,94182	0,01068066	0,06408398
	B	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556		1781,94182	0,01068066	
	C	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556		1781,94182	0,01068066	
	D	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556		1781,94182	0,01068066	
	E	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556		1781,94182	0,01068066	
	F	24,48	28,05	0,00335512	0,00023674	9245,28	7788,89513	27806,3556		1781,94182	0,01068066	
S-sol	A	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152	59421,1891	960,787917	0,01616911	0,09701468
	B	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152		960,787917	0,01616911	
	C	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152		960,787917	0,01616911	
	D	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152		960,787917	0,01616911	
	E	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152		960,787917	0,01616911	
	F	28,05	31,55	0,0051306	0,00023946	3723,0639	2829,58043	9903,53152		960,787917	0,01616911	
												1,57044157

Inertie fictive des portiques longitudinaux

Tableau 4.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

Niveaux	Portiques	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{poutre}$	θ_n	ψ_{En}	D_n	$\sum E\Delta i$	Eifi	LeiX	LeiX
8	1	0	3,06	0,00221005	0,00068404	186,392246	1065,07604	3259,13267	9777,39802	3329,18309	0,34049786	1,02149358
	2	0	3,06	0,00221005	0,00068404	186,392246	1065,07604	3259,13267		3329,18309	0,34049786	
	3	0	3,06	0,00221005	0,00068404	186,392246	1065,07604	3259,13267		3329,18309	0,34049786	
7	1	3,06	6,12	0,00221005	0,00068404	559,176737	1084,62985	3318,96733	9956,90199	3319,63222	0,33340011	1,00020033
	2	3,06	6,12	0,00221005	0,00068404	559,176737	1084,62985	3318,96733		3319,63222	0,33340011	
	3	3,06	6,12	0,00221005	0,00068404	559,176737	1084,62985	3318,96733		3319,63222	0,33340011	
6	1	6,12	9,18	0,00381601	0,0006946	917,791411	3106,05951	9504,54211	28513,6263	3286,20416	0,11525031	0,34575092
	2	6,12	9,18	0,00381601	0,0006946	917,791411	3106,05951	9504,54211		3286,20416	0,11525031	
	3	6,12	9,18	0,00381601	0,0006946	917,791411	3106,05951	9504,54211		3286,20416	0,11525031	
5	1	9,18	12,24	0,00381601	0,0006946	1284,90798	1936,23188	5924,86956	17774,6087	3214,57262	0,18085195	0,54255585
	2	9,18	12,24	0,00381601	0,0006946	1284,90798	1936,23188	5924,86956		3214,57262	0,18085195	
	3	9,18	12,24	0,00381601	0,0006946	1284,90798	1936,23188	5924,86956		3214,57262	0,18085195	
4	1	12,24	15,3	0,00381601	0,0006946	1652,02454	2421,40886	7409,51112	22228,5333	3090,41129	0,13902902	0,41708707
	2	12,24	15,3	0,00381601	0,0006946	1652,02454	2421,40886	7409,51112		3090,41129	0,13902902	
	3	12,24	15,3	0,00381601	0,0006946	1652,02454	2421,40886	7409,51112		3090,41129	0,13902902	
3	1	15,3	18,36	0,00615709	0,00070549	1987,96729	2624,26361	8030,24663	24090,7399	2899,39385	0,12035304	0,36105913
	2	15,3	18,36	0,00615709	0,00070549	1987,96729	2624,26361	8030,24663		2899,39385	0,12035304	
	3	15,3	18,36	0,00615709	0,00070549	1987,96729	2624,26361	8030,24663		2899,39385	0,12035304	
2	1	18,36	21,42	0,00615709	0,00070549	2349,41589	3068,54348	9389,74305	28169,2291	2627,194	0,09326467	0,27979402
	2	18,36	21,42	0,00615709	0,00070549	2349,41589	3068,54348	9389,74305		2627,194	0,09326467	
	3	18,36	21,42	0,00615709	0,00070549	2349,41589	3068,54348	9389,74305		2627,194	0,09326467	

1	1	21,42	24,48	0,00615709	0,00070549	2710,86449	3503,55851	10720,889	32162,6671	2259,48542	0,07025181	0,21075542	
	2	21,42	24,48	0,00615709	0,00070549	2710,86449	3503,55851	10720,889		2259,48542	0,07025181		
	3	21,42	24,48	0,00615709	0,00070549	2710,86449	3503,55851	10720,889		2259,48542	0,07025181		
RDC	1	24,48	28,05	0,00804721	0,00071673	3053,7834	2787,34587	9950,82475	29852,4742	1781,94182	0,0596916	0,17907479	
	2	24,48	28,05	0,00804721	0,00071673	3053,7834	2787,34587	9950,82475		1781,94182	0,0596916		
	3	24,48	28,05	0,00804721	0,00071673	3053,7834	2787,34587	9950,82475		1781,94182	0,0596916		
S-sol	1	28,05	31,55	0,01205616	0,00072834	1432,95367	1128,43776	3949,53218	7899,06435	960,787917	0,12163313	0,36489939	
	2	28,05	31,55	0,01205616	0,00072834	1432,95367	1128,43776	3949,53218		960,787917	0,12163313		
	3	28,05	31,55	0,01205616	0,00072834	1432,95367	1128,43776	3949,53218		960,787917	0,12163313		
													4,72267048

4.3.3. Interprétation des résultats

- Sens longitudinal:

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	4,72267048	80,9977632
Voiles	1,10794792	19,0022368
Portiques+Voiles	5,8306184	100

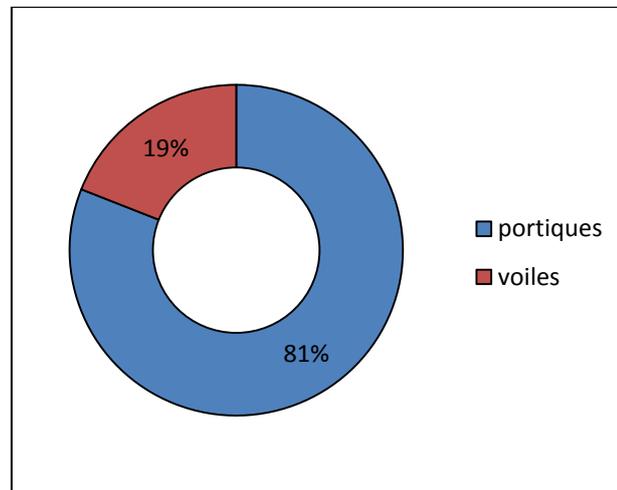


Figure 4.4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

- Sens transversal:

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	1,57044157	20,1333774
Voiles	6,22974783	79,8666226
Portiques+Voiles	7,8001894	100

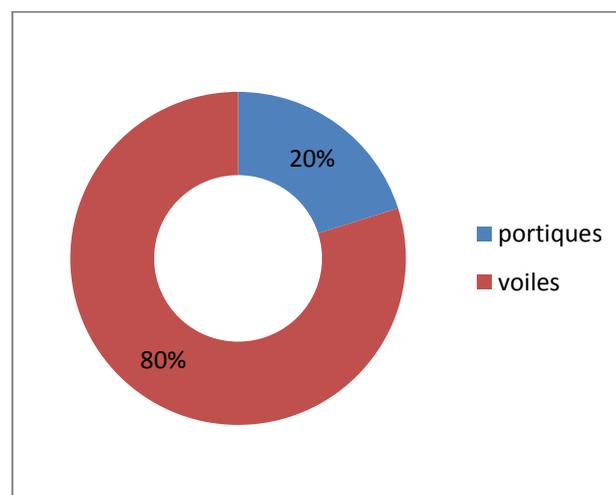


Figure 4.5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversaux

- **Le pourcentage de l'effort revenant aux voiles et portique**

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	voiles	portiques
Surface	369,36325	46,00325	323,36
Pourcentage	100%	12%	88%

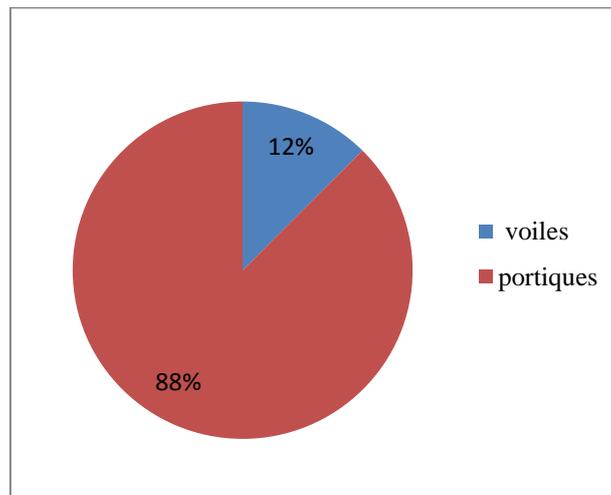


Figure 4.6 : Pourcentage de l'effort vertical revenant aux portiques et aux voiles.

4.3.4. Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude et conformément au RPA, le système de contreventement est de deux types différents :

- Sens longitudinal (XX') : le système de contreventement est de type : portique autostable en béton armée avec remplissage en maçonnerie rigide R=3.5
- Sens transversal (YY') : le système de contreventement est de type : portiques contreventée par des voiles en béton armée R= 4

D'après le RPA (99 modifiée 2003) : **en cas d'utilisation des systèmes différents dans les deux directions considérées il y'a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. Aussi, nous adoptons R=3.5**

4.4. Calcul des centres de masse des éléments de la structure

Le centre de masse noté **G** est défini comme étant le barycentre des masses des éléments constituant la structure. Sa position, par rapport à un système d'axes (oxy) choisi arbitrairement, est donnée par les deux formules suivantes:

$$X_M = \sum M_i X_i / \sum M_i \dots\dots\dots(4.35)$$

$$Y_M = \sum M_i Y_i / \sum M_i \dots\dots\dots(4.36)$$

M_i : Masse de l'élément considéré (i)

X_i ; Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément considéré par rapport à (oxy).

NB :

Nous prendrons pour origine du repère choisi (**OX ; OY**), les extrémités extérieures du poteau « **A1** » du sous-sol.

a. Calcul du centre de masse des poteaux :

$$S_i = bh \dots\dots\dots(4.37)$$

$$M_i = bhH \rho \dots\dots\dots(4.38)$$

avec :

b : largeur de poteau,

h : hauteur de poteau,

H : hauteur d'étage

ρ : masse volumique du béton armé $\rho = 25 \text{ kN/m}$

- **S-Sol**

Tableau 4.16 : Centre de masse des poteaux (s-sol)

Portiques	Poteaux	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$M_i \text{ (kN)}$	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	A	0,275	24,0625	0	0	0	0
	B	0,275	24,0625	3,5	0	84,21875	0
	C	0,275	24,0625	6,9	0	166,03125	0
	D	0,275	24,0625	10,3	0	247,84375	0
	E	0,275	24,0625	13,7	0	329,65625	0
	F	0,275	24,0625	17,2	0	413,875	0
2	A	0,275	24,0625	0	4,7	0	113,0937
	B	0,275	24,0625	3,5	4,7	84,21875	113,0937
	C	0,275	24,0625	6,9	4,7	166,03125	113,0937
	D	0,275	24,0625	10,3	4,7	247,84375	113,0937
	E	0,275	24,0625	13,7	4,7	329,65625	113,0937
	F	0,275	24,0625	17,2	4,7	413,875	113,0937
3	A	0,275	24,0625	0	9,4	0	226,1875
	B	0,275	24,0625	3,5	9,4	84,21875	226,1875
	C	0,275	24,0625	6,9	9,4	166,03125	226,1875
	D	0,275	24,0625	10,3	9,4	247,84375	226,1875
	E	0,275	24,0625	13,7	9,4	329,65625	226,1875
	F	0,275	24,0625	17,2	9,4	413,875	226,1875

$$x_M = \frac{3724.875}{433.125} = 8.6m$$

$$y_M = \frac{2035.6875}{433.125} = 4.7m$$

Tableau 4.17 : Centre de masse des poteaux des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	X_M (m)	Y_M (m)
RDC	361,4625	3108,5775	1698,8738	8,6	4,7
1 à 3	247,86	2131,596	1164,942	8,6	4,7
4 à 6	192,78	1657,908	906,066	8,6	4,7
7 à 8	144,585	1243,431	679,5495	8,6	4,7

b. Centre de masse des poutres

- Poutres longitudinales

$$M_i = bh\rho \dots\dots\dots(4.39)$$

avec b : largeur de la poutre.

l : longueur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

ρ : Masse volumique du béton

Tableau 4.18 : Centre de masse des Poutres longitudinales (s-sol) :

portiques	travées	L_i (m)	M_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	A-B	3,5	5,25	1,75	0,15	9,1875	0,7875
	B-C	3,4	5,1	5,2	0,15	26,52	0,765
	C-D	3,4	5,1	8,6	0,15	43,86	0,765
	C-E	3,4	5,1	12	0,15	61,2	0,765
	E-F	3,5	5,25	15,45	0,15	81,1125	0,7875
2	A-B	3,5	5,25	1,75	0,15	9,1875	0,7875
	B-C	3,4	5,1	5,2	4,85	26,52	24,735
	C-D	3,4	5,1	8,6	4,85	43,86	24,735
	C-E	3,4	5,1	12	4,85	61,2	24,735
	E-F	3,5	5,25	15,45	4,85	81,1125	25,4625
3	A-B	3,5	5,25	1,75	4,85	9,1875	25,4625
	B-C	3,4	5,1	5,2	4,85	26,52	24,735
	C-D	3,4	5,1	8,6	9,55	43,86	48,705
	C-E	3,4	5,25	12	9,55	63	50,1375
	E-F	3,5	4,575	15,45	9,55	70,68375	43,69125

$$x_M = \frac{657.011}{76.875} = 8.546m$$

$$y_M = \frac{297.056}{8.546} = 3.864m$$

Tableau 4.19 : Centre de masse des poutres longitudinales des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	X_M (m)	Y_M (m)
RDC	77,4	665,64	302,07	8,6	3,90271318
1 à 3	77,4	665,64	302,07	8,6	3,90271318
4 à 6	77,4	665,64	302,07	8,6	3,90271318
7 à 8	77,4	665,64	302,07	8,6	3,90271318

• **Poutres transversales**

Tableau 4.20 : Centre de masse des Poutres transversales (s-sol) :

portiques	travées	L_i (m)	M_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
A	01-02	4,7	11,75	2,35	0,2	27,6125	2,35
	02-03	4,7	11,75	7,05	0,2	82,8375	2,35
B	01-02	4,7	11,75	2,35	3,7	27,6125	43,475
	02-03	4,7	11,75	7,05	3,7	82,8375	43,475
C	01-02	4,7	11,75	2,35	7,1	27,6125	83,425
	02-03	4,7	11,75	7,05	7,1	82,8375	83,425
D	01-02	4,7	11,75	2,35	10,5	27,6125	123,375
	02-03	4,7	11,75	7,05	10,5	82,8375	123,375
E	01-02	4,7	11,75	2,35	13,9	27,6125	163,325
	02-03	4,7	11,75	7,05	13,9	82,8375	163,325
F	01-02	4,7	11,75	2,35	17,4	27,6125	204,45
	02-03	4,7	11,75	7,05	17,4	82,8375	204,45

$$x_M = \frac{662.7}{141} = 4.7m$$

$$y_M = \frac{1240.8}{141} = 8.8m$$

Tableau 4.21 : Centre de masse des poutres transversales des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	X_M (m)	Y_M (m)
RDC	141	662,7	1240,8	4,7	8,8
1 à 3	141	662,7	1240,8	4,7	8,8
4 à 6	141	662,7	1240,8	4,7	8,8
7 à 8	141	662,7	1240,8	4,7	8,8

c. Centre de masse des planchers

$$M_i = S_i \times (G + Q) \dots \dots (4.40)$$

Avec :

S_i : la surface de l'élément considéré.

G : charge permanente de l'élément considéré.

Q : surcharge d'exploitation de l'élément considéré

Tableau 4.22 : Centre de masse des planchers du s-sol .

Panneaux	S _i (m ²)	M _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i .X _i	M _i .Y _i
3.5x9,4	32,9	282,94	1,75	4,7	495,145	1329,818
3.5x9,4	32,9	282,94	15,45	4,7	4371,423	1329,818
3.4x9,4	31,96	274,856	5,2	4,7	1429,2512	1291,8232
3.4x9,4	31,96	274,856	8,6	4,7	2363,7616	1291,8232
3.4x9,4	31,96	274,856	12	4,7	3298,272	1291,8232

$$x_M = \frac{11957.85}{1390.44} = 8.6\text{m}$$

$$y_M = \frac{6535.10}{1390.44} = 4.7\text{m}$$

Tableau 4.23 : Centre de masse des planchers niveaux supérieurs :

Niveaux	∑M _i (kN)	∑M _i . X _i	∑M _i . Y _i	X _M (m)	Y _M (m)
RDC	1390,448	11957,853	6535,1056	8,6	4,7
1 à 3	961,62	8269,932	4767,4638	8,6	4,957741935
4 à 6	961,62	8269,932	4767,4638	8,6	4,957741935
7	961,62	8269,932	4767,4638	8,6	4,957741935
8	995,131	8558,1266	4933,6027	8,6	4,957741935

d. Centre de masse des murs extérieurs

Tableau 4.24 : Centre de masse des murs extérieurs du s-sol :

Eléments	Si(m2)	M _i [kN]	X _i [m]	Y _i [m]	M _i . X _i	M _i . Y _i
1	8,928	21,07008	0,125	7,97	2,63376	167,92854
2	8,928	21,07008	0,125	1,99	2,63376	41,929459
3	8,928	21,07008	17,325	1,99	365,039136	41,929459
4	8,928	21,07008	17,325	7,97	365,039136	167,92854

$$x_M = \frac{782.78}{89.71} = 8.725\text{m}$$

$$y_M = \frac{421.67}{89.71} = 4.7\text{m}$$

Tableau 4.25 : Centre de masse des murs extérieurs des niveaux supérieures :

Niveaux	∑M _i (kN)	∑M _i . X _i	∑M _i . X _i	X _M (m)	Y _M (m)
RDC	86,183424	751,95037	427,03887	8,725	4,955
1 à 3	311,49451	2561,242	1286,6324	8,2224305	4,130513906
4 à 6	311,49451	2561,242	1286,6324	8,2224305	4,130513906
7	311,49451	2561,242	1286,6324	8,2224305	4,130513906
8	311,49451	2561,242	1286,6324	8,2224305	4,130513906

e. Centre de masse des escaliers

Tableau 4.26 : Centre de masse de l'escalier du RDC :

Eléments	$S_i (m^2)$	$M_i (kN)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
Volée1	3,96	45,2232	7,5	2,225	339,174	100,62162
Volée2	3,24	37,0008	9,5	1,925	351,5076	71,22654
Palier	4,148	66,368	8,6	-0,035	570,7648	-2,32288

$$x_M = \frac{1261.44}{148.59} = 8.48m \quad y_M = \frac{169.52}{148.59} = 1.14m$$

Tableau 4.27 : Centre de masse de l'escalier des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i (kN)$	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	$X_M (m)$	$Y_M (m)$
1 à 3	106,5756	937,86528	141,31299	8,8	1,3259413
4 à 6	106,5756	937,86528	141,31299	8,8	1,3259413
7	106,5756	937,86528	141,31299	8,8	1,3259413

f. Centre de masse de l'acrotère :

Tableau 4.28 : Centre de masse de l'acrotère du niveau 8 (terrasse) :

Eléments	$S_i (m^2)$	$M_i [kN]$	$X_i [m]$	$Y_i [m]$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$
1	7,6608	18,079488	0,125	7,97	2,259936	144,09352
2	7,6608	18,079488	0,125	1,89	2,259936	34,170232
3	3,724	8,78864	0,125	-1,15	1,09858	-10,10694
4	9,975	23,541	1,875	-1,725	44,139375	-40,60823
5	3,724	8,78864	3,625	-1,15	31,85882	-10,10694
6	1,862	4,39432	7,025	-0,8	30,870098	-3,515456
7	9,31	21,9716	1,75	-1,275	38,4503	-28,01379
8	1,862	4,39432	10,425	-0,8	45,810786	-3,515456
9	3,724	8,78864	13,825	-1,15	121,502948	-10,10694
10	9,975	23,541	15,575	-1,725	366,651075	-40,60823
11	3,724	8,78864	17,325	-1,15	152,263188	-10,10694
12	7,6608	18,079488	17,325	1,89	313,22713	34,170232
13	7,6608	18,079488	17,325	7,97	313,22713	144,09352
14	9,975	23,541	15,575	7,025	366,651075	165,37553
15	3,724	8,78864	13,825	7,6	121,502948	66,793664
16	9,31	21,9716	12,05	11,125	264,75778	244,43405
17	3,724	8,78864	10,425	7,6	91,621572	66,793664
18	3,724	8,78864	7,025	7,6	61,740196	66,793664

19	9,31	21,9716	5,25	11,125	115,3509	244,43405
20	3,724	8,78864	3,625	7,6	31,85882	66,793664
21	9,975	23,541	1,875	7,025	44,139375	165,37553

$$x_M = \frac{478.11}{58.147} = 8.222\text{m} \quad y_M = \frac{240.17}{58.147} = 4.131\text{m}$$

g. Centre de masse des balcons

Tableau 4.29 : Centre de masse des balcons du niveau 1

Elément	S _i (m)	M _i (KN)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i .X _i	M _i .Y _i
1	5,44	47,056	5,2	-0,8	244,6912	-37,6448
2	5,44	47,056	12	-0,8	564,672	-37,6448
3	5,6	48,44	15,45	10,2	748,398	494,088
4	5,6	48,44	1,75	10,2	84,77	494,088

$$x_M = \frac{1642.5312}{190.992} = 8.6\text{m} \quad y_M = \frac{912.88}{190.992} = 4.779\text{m}$$

Tableau 4.30 : Centre de masse des balcons des niveaux supérieurs :

Niveaux	∑M _i (kN)	∑M _i . X _i	∑M _i . Y _i	X _M (m)	Y _M (m)
2 à 3	190,992	1642,5312	912,8864	8,6	4,77971014
4 à 6	190,992	1642,5312	912,8864	8,6	4,77971014
7	190,992	1642,5312	912,8864	8,6	4,77971014
8	88,9824	765,24864	425,31008	8,6	4,77971014

g. Centre de masse des portes à faux :

Tableau 4.31 : Centre de masse des portes à faux du niveau 1 :

Elément	S _i (m)	M _i (KN)	X _i (m)	Y _i (m)	M _i .X _i	M _i .Y _i
1	5,44	36,5568	1,75	-0,8	63,9744	-29,24544
2	5,44	36,5568	15,45	-0,8	564,80256	-29,24544
3	5,6	37,632	12	10,2	451,584	383,8464
4	5,6	37,632	5,2	10,2	195,6864	383,8464

$$x_M = \frac{1276.047}{148.377} = 8.6\text{m} \quad y_M = \frac{709.201}{148.377} = 4.779\text{m}$$

Tableau 4.32 : Centre de masse des portes à faux des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot X_i$	$\sum M_i \cdot Y_i$	X_M (m)	Y_M (m)
2 à 3	148,3776	1276,0474	709,20192	8,6	4,77971014
4 à 6	148,3776	1276,0474	709,20192	8,6	4,77971014
7	148,3776	1276,0474	709,20192	8,6	4,77971014
8	88,9824	765,24864	425,31008	8,6	4,77971014

h. Centre de masse des voiles:

$$M_i = \rho \cdot V \dots\dots(4.41)$$

$$\text{Avec } V = e \cdot L \cdot h \dots\dots(4.42)$$

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

h : hauteur du voile

- **Sens longitudinal :**

Tableau 4.33 : Centre de masse des voiles du s-sol

Voiles	S_i (m ²)	V_i (m ³)	M_i (kN)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
VL1	0,24	0,792	19,8	6,3	0	124,74	0
VL1	0,24	0,792	19,8	10,9	0	215,82	0
VL2	0,24	0,792	19,8	0,6	4,7	11,88	93,06
VL2	0,24	0,792	19,8	16,6	4,7	328,68	93,06
VL3	0,16	0,528	13,2	3,1	9,4	40,92	124,08
VL3	0,16	0,528	13,2	14,1	9,4	186,12	124,08
VL4	0,35	1,155	28,875	9,425	6,45	272,146875	186,24375

$$x_M = \frac{1180.306}{134.475} = 8.777\text{m}$$

$$y_M = \frac{620.523}{134.475} = 4.614\text{m}$$

Tableau 4.34 : Centre de masse des voiles des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i$ (kN)	$\sum M_i \cdot x_i$	$\sum M_i \cdot y_i$	X_M (m)	Y_M (m)
RDC	136,715	1199,5709	629,73575	8,7742448	4,60619354
1 à 3	116,545	1022,9326	537,78725	8,7771472	4,61441718
4 à 6	116,545	1022,9326	537,78725	8,7771472	4,61441718
7 à 8	116,545	1022,9326	537,78725	8,7771472	4,61441718

- Sens transversal :

Tableau 4.35 : Centre de masse des voiles du s-sol

Voiles	$S_i(m^2)$	$V_i(m^3)$	$M_i(kN)$	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
VT1	0,5	1,65	41,25	0	3,45	0	142,3125
VT1	0,5	1,65	41,25	0	5,95	0	245,4375
VT2	0,5	1,65	41,25	17,2	3,45	709,5	142,3125
VT2	0,5	1,65	41,25	17,2	5,95	709,5	245,4375
VT3	0,366	1,2078	30,195	8,65	5,615	261,18675	169,54493
VT3	0,366	1,2078	30,195	8,65	5,615	261,18675	169,54493

$$x_M = \frac{1941.37}{225.395} = 8.613m \quad y_M = \frac{1114.58}{225.39} = 4.945m$$

Tableau 4.36 : Centre de masse des voiles des niveaux supérieurs :

Niveaux	$\sum M_i(kN)$	$\sum M_i \cdot x_i$	$\sum M_i \cdot y_i$	$X_M(m)$	$Y_M(m)$
RDC	230,171	1982,5542	1138,2327	8,6133968	4,94516105
1 à 3	195,338	1682,5237	965,97787	8,6133968	4,94516105
4 à 6	195,338	1682,5237	965,97787	8,6133968	4,94516105
7 à 8	195,338	1682,5237	965,97787	8,6133968	4,94516105

Coordonnées des centres de masse

Tableau 4.37 : Centre de masse des différents niveaux :

Niveaux	$M_i(t)$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$	X_M	Y_M
S-SOL	2491,03076	21637,7338	12265,4364	8,6862572	4,92383981
RDC	2577,40936	21637,7338	12144,9611	8,3951483	4,71208077
1	2520,62335	21045,5847	12125,8139	8,3493572	4,81064095
2	2520,62335	21045,5847	12125,8139	8,3493572	4,81064095
3	2520,62335	21045,5847	12125,8139	8,3493572	4,81064095
4	2465,54335	20571,8967	11866,9379	8,3437579	4,81311266
5	2465,54335	20571,8967	11866,9379	8,3437579	4,81311266
6	2465,54335	20571,8967	11866,9379	8,3437579	4,81311266
7	2417,34835	20157,4197	11640,4214	8,3386491	4,8153678
8	2310,79015	19197,7494	11453,2106	8,3078723	4,95640445

4.5. Centre de torsion

Le centre de torsion d'une structure est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

1. une force dans la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des éléments dans la direction parallèle à celle de la force agissante.
2. un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion, engendre uniquement une rotation dont le sens est du moment.
3. une force dont la ligne d'action passe par le centre de gravité de la structure engendre par rapport au centre torsion un effet de translation et un effet de rotation de la structure.

4.5.1. Détermination du centre de torsion C_j :

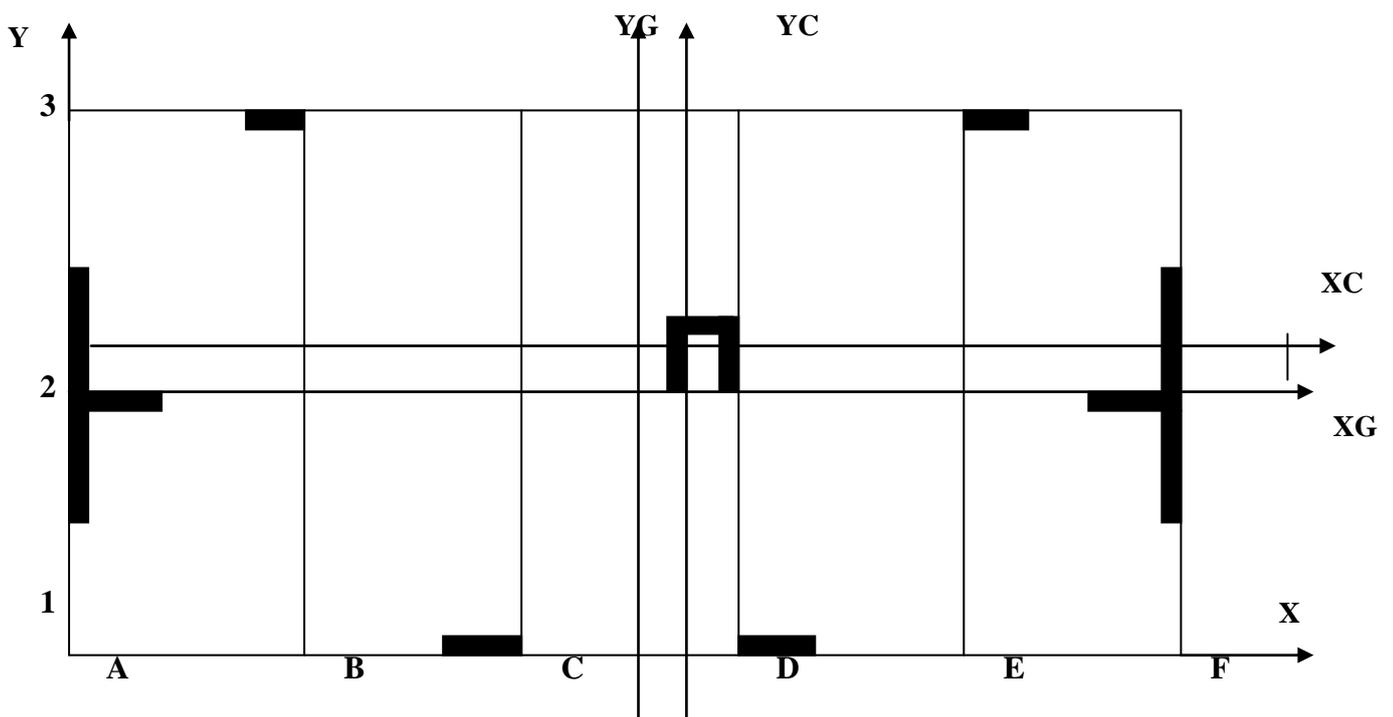


Figure 4.7 :Représentation des portiques dans le repère (Ox ;Oy)

• **Portiques :**

Les coordonnées du centre de torsion C_j de niveau j par rapport au repère (OX ; OY) sont données par les formules suivantes :

$$X_{C_j} = \frac{\sum_{i=1}^{t=m} R_{jy}^{(i)} \cdot x_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{t=m} R_{jy}^{(i)}} \dots\dots(4.43)$$

$$Y_{C_j} = \frac{\sum_{i=1}^{l=k} R_{jx}^{(i)} \cdot y_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{l=k} R_{jx}^{(i)}} \dots\dots(4.44)$$

• **Voiles :**

Les coordonnées du centre de torsion des voiles par rapport au repère (OX ; OY) sont données par les formules suivantes :

Refends longitudinaux :
$$Y_{c_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jvx} \cdot y_j}{\sum_{i=1}^n R_{jvx}} \dots\dots(4.45)$$

Refends transversaux :
$$X_{c_j} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{jvy}}{\sum_{i=1}^n R_{jvy}} \dots\dots(4.46)$$

Avec :

X_i : abscisse du centre de gravité du voile ou portique par rapport à l'axe (X-X)

Y_i : abscisse du centre de gravité du voile ou portique par rapport à l'axe (Y-Y)

R_{jy} , R_{jx} : rigidités des portiques suivant (X-X) et (Y-Y) .

R_{jvy} , R_{jvx} : rigidités des voiles suivant (X-X) et (Y-Y) .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.38 : Rigidités des portiques transversaux :

Niveaux	Portiques	R_{jy} (kN/m)	$\sum R_{jy}$ (kN/m)	X_i (m)	$R_{jy} \cdot X_i$ (kN)	$\sum R_{jy} \cdot X_i$ (kN)
8	A	16006,4131	96038,4785	0	0	825930,915
	B	16006,4131		3,5	56022,4458	
	C	16006,4131		6,9	110444,25	
	D	16006,4131		10,3	164866,055	
	E	16006,4131		13,7	219287,859	
	F	16006,4131		17,2	275310,305	
7	A	16006,4131	96038,4785	0	0	825930,915
	B	16006,4131		3,5	56022,4458	
	C	16006,4131		6,9	110444,25	
	D	16006,4131		10,3	164866,055	
	E	16006,4131		13,7	219287,859	
	F	16006,4131		17,2	275310,305	
6	A	19353,1099	116118,659	0	0	998620,469
	B	19353,1099		3,5	67735,8845	
	C	19353,1099		6,9	133536,458	
	D	19353,1099		10,3	199337,032	
	E	19353,1099		13,7	265137,605	
	F	19353,1099		17,2	332873,49	
5	A	19353,1099	116118,659	0	0	998620,469
	B	19353,1099		3,5	67735,8845	
	C	19353,1099		6,9	133536,458	
	D	19353,1099		10,3	199337,032	
	E	19353,1099		13,7	265137,605	

	F	19353,1099		17,2	332873,49	
4	A	19353,1099	116118,659	0	0	998620,469
	B	19353,1099		3,5	67735,8845	
	C	19353,1099		6,9	133536,458	
	D	19353,1099		10,3	199337,032	
	E	19353,1099		13,7	265137,605	
	F	19353,1099		17,2	332873,49	
3	A	21521,8025	129130,815	0	0	1110525,01
	B	21521,8025		3,5	75326,3086	
	C	21521,8025		6,9	148500,437	
	D	21521,8025		10,3	221674,565	
	E	21521,8025		13,7	294848,694	
	F	21521,8025		17,2	370175,002	
2	A	21521,8025	129130,815	0	0	1110525,01
	B	21521,8025		3,5	75326,3086	
	C	21521,8025		6,9	148500,437	
	D	21521,8025		10,3	221674,565	
	E	21521,8025		13,7	294848,694	
	F	21521,8025		17,2	370175,002	
1	A	21521,8025	129130,815	0	0	1110525,01
	B	21521,8025		3,5	75326,3086	
	C	21521,8025		6,9	148500,437	
	D	21521,8025		10,3	221674,565	
	E	21521,8025		13,7	294848,694	
	F	21521,8025		17,2	370175,002	
RDC	A	7387,33639	44324,0183	0	0	381186,558
	B	7387,33639		3,5	25855,6774	
	C	7387,33639		6,9	50972,6211	
	D	7387,33639		10,3	76089,5648	
	E	7387,33639		13,7	101206,509	
	F	7387,33639		17,2	127062,186	
S-Sol	A	49977,3477	299864,086	0	0	2578831,14
	B	49977,3477		3,5	174920,717	
	C	49977,3477		6,9	344843,699	
	D	49977,3477		10,3	514766,681	
	E	49977,3477		13,7	684689,664	
	F	49977,3477		17,2	859610,381	

Tableau 4.39 : Rigidités des portiques longitudinaux :

Niveaux	Portiques	R_{jx} (kN/m)	$\sum R_{jx}$ (kN/m)	y_i (m)	$R_{jx} \cdot Y_i$ (kN)	$\sum R_{jx} \cdot Y_i$ (kN)
8	1	23558,4971	70675,4912	0	0	332174,809
	2	23558,4971		4,7	110724,936	
	3	23558,4971		9,4	221449,872	
7	1	23558,4971	70675,4912	0	0	332174,809
	2	23558,4971		4,7	110724,936	
	3	23558,4971		9,4	221449,872	
6	1	26196,9738	78590,9215	0	0	369377,331
	2	26196,9738		4,7	123125,777	
	3	26196,9738		9,4	246251,554	
5	1	26196,9738	78590,9215	0	0	369377,331
	2	26196,9738		4,7	123125,777	
	3	26196,9738		9,4	246251,554	
4	1	26196,9738	78590,9215	0	0	369377,331
	2	26196,9738		4,7	123125,777	
	3	26196,9738		9,4	246251,554	
3	1	27853,6528	83560,9585	0	0	392736,505
	2	27853,6528		4,7	130912,168	
	3	27853,6528		9,4	261824,337	
2	1	27853,6528	83560,9585	0	0	392736,505
	2	27853,6528		4,7	130912,168	
	3	27853,6528		9,4	261824,337	
1	1	27853,6528	83560,9585	0	0	392736,505
	2	27853,6528		4,7	130912,168	
	3	27853,6528		9,4	261824,337	
RDC	1	20810,3828	62431,1483	0	0	293426,397
	2	20810,3828		4,7	97808,799	
	3	20810,3828		9,4	195617,598	
S-SOL	1	114350,938	343052,815	0	0	1612348,23
	2	114350,938		4,7	537449,41	
	3	114350,938		9,4	1074898,82	

Tableau 4.40 : Rigidités des voiles transversaux :

Niveaux	Voiles	H(cm)	$I_x(m^4)$	$E(kN/m^2)$	$R_{vy}(kN/m)$	$\Sigma R_{vy}(kN/m)$	$X_i(m)$	$R_{vy} \times X_i$	$\Sigma R_{vy} \times X_i$
S-Sol	VT1	3,5	0,26041667	32164195	2344329,08		0	0	99402724,1
	VT1	3,5	0,26041667	32164195	2344329,08	11216316,7	0	0	
	VT2	3,5	0,26041667	32164195	2344329,08		17,2	40322460,2	
	VT2	3,5	0,26041667	32164195	2344329,08		17,2	40322460,2	
	VT3	3,5	0,10214145	32164195	919500,179		10,2	9378901,83	
	VT3	3,5	0,10214145	32164195	919500,179		10,2	9378901,83	
RDC	VT1	3,57	0,26041667	32164195	2209113,65		0	0	93669407
	VT1	3,57	0,26041667	32164195	2209113,65	10569385,7	0	0	
	VT2	3,57	0,26041667	32164195	2209113,65		17,2	37996754,8	
	VT2	3,57	0,26041667	32164195	2209113,65		17,2	37996754,8	
	VT3	3,57	0,10214145	32164195	866465,556		10,2	8837948,67	
	VT3	3,57	0,10214145	32164195	866465,556		10,2	8837948,67	
1,2,3	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		0	0	148743549
	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66	16783793,1	0	0	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		17,2	60337439,4	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		17,2	60337439,4	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	
4,5,6	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		0	0	148743549
	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		0	0	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66	16783793,1	17,2	60337439,4	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		17,2	60337439,4	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	

7,8	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		0	0	148743549
	VT1	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66	16783793,1	0	0	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		17,2	60337439,4	
	VT2	3,06	0,26041667	32164195	3507990,66		17,2	60337439,4	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	
	VT3	3,06	0,10214145	32164195	1375915,21		10,2	14034335,2	

Tableau 4.41 : Rigidités des voiles longitudinaux :

Niveaux	Voiles	H(m)	$I_y (m^4)$	$E(kN/m^2)$	$R_{vx}(kN/m)$	$\sum R_{vx}(kN/m)$	$Y_i (m)$	$R_{vx} \times Y_i$	$\sum R_{vx} \times Y_i$
S-Sol	VL1	3,5	0,0288	32164195	259264,042	1994798,99	0	0	9148165,66
	VL1	3,5	0,0288	32164195	259264,042		0	0	
	VL2	3,5	0,0288	32164195	259264,042		4,7	1218541	
	VL2	3,5	0,0288	32164195	259264,042		4,7	1218541	
	VL3	3,5	0,00853333	32164195	76818,9753		9,4	722098,368	
	VL3	3,5	0,00853333	32164195	76818,9753		9,4	722098,368	
	VL4	3,5	0,08932292	32164195	804104,875		6,55	5266886,93	
RDC	VL1	3,57	0,0288	32164195	244310,297	1879743,64	0	0	8620520,82
	VL1	3,57	0,0288	32164195	244310,297		0	0	
	VL2	3,57	0,0288	32164195	244310,297		4,7	1148258,4	
	VL2	3,57	0,0288	32164195	244310,297		4,7	1148258,4	
	VL3	3,57	0,00853333	32164195	72388,2362		9,4	680449,42	
	VL3	3,57	0,00853333	32164195	72388,2362		9,4	680449,42	
	VL4	3,57	0,08932292	32164195	757725,983		6,55	4963105,19	

1,2,3	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703	2984963,29	0	0	13689067,8
	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703		0	0	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL4	3,06	0,08932292	32164195	1203240,8		6,55	7881227,22	
4,5,6	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703	2984963,29	0	0	13689067,8
	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703		0	0	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL4	3,06	0,08932292	32164195	1203240,8		6,55	7881227,22	
7,8	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703	2984963,29	0	0	13689067,8
	VL1	3,06	0,0288	32164195	387955,703		0	0	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL2	3,06	0,0288	32164195	387955,703		4,7	1823391,81	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL3	3,06	0,00853333	32164195	114949,838		9,4	1080528,48	
	VL4	3,06	0,08932292	32164195	1203240,8		6,55	7881227,22	

Tableau 4.42 : Centre de torsion de l'ensemble (portiques + voiles) :

Niveaux	Eléments	$\sum R_{ix}$ (kN/cm)	$\sum R_{ix} \cdot y_i$ (kN)	$\sum R_{iv}$ (kN/cm)	$\sum R_{iv} \cdot X_j$ (kN)	X_c (m)	Y_c (m)
8	Portiques	70675,491	332174,81	96038,478	825930,92	8,8608396	4,5886453
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3055638,8	14021243	16879832	149569480		
7	Portiques	70675,491	332174,81	96038,478	825930,92	8,8608396	4,5886453
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3055638,8	14021243	16879832	149569480		
6	Portiques	78590,922	369377,33	116118,66	998620,47	8,8605297	4,588933
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3063554,2	14058445	16899912	149742170		
5	Portiques	78590,922	369377,33	116118,66	998620,47	8,8605297	4,588933
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3063554,2	14058445	16899912	149742170		
4	Portiques	78590,922	369377,33	116118,66	998620,47	8,8605297	4,588933
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3063554,2	14058445	16899912	149742170		
3	Portiques	83560,958	392736,5	129130,81	1110525	8,8603292	4,5891129
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3068524,2	14081804	16912924	149854074		
2	Portiques	83560,958	392736,5	129130,81	1110525	8,8603292	4,5891129
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3068524,2	14081804	16912924	149854074		
1	Portiques	83560,958	392736,5	129130,81	1110525	8,8603292	4,5891129
	voiles	2984963,3	13689068	16783793	148743549		
	somme	3068524,2	14081804	16912924	149854074		
RDC	Portiques	62431,148	293426,4	44324,018	381186,56	8,8612366	4,589673
	voiles	1879743,6	8620520,8	10569386	93669407		
	somme	1942174,8	8913947,2	10613710	94050594		
S-Sol	Portiques	343052,81	1612348,2	299864,09	2578831,1	8,8555014	4,6027357
	voiles	1994799	9148165,7	11216317	99402724		
	somme	2337851,8	10760514	11516181	101981555		

4.6. Calcul de l'excentricité (RPA 99 version 2003 /Art. 4.2.7)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

Excentricité accidentelle : 5 % de la plus grande dimension du bâtiment

$$e_{ax} = e_{ay} = 0,05 \times L_{\max} = 0,05 \times 17,2 = 0,86 \text{ m}$$

Excentricité théorique : résultante des plans (e_x et e_y)

$$e_{x(\text{théo})} = X_M - X_C$$

$$e_{y(\text{théo})} = Y_M - Y_C$$

Les valeurs des excentricités théoriques par niveau, les excentricités accidentelles par niveau ainsi que les excentricités adoptées sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 4.43 : Calcul et adoption des excentricités théoriques et accidentelles :

Niveaux	X_M	Y_M	X_C	Y_C	e_x	e_y	5% L_x	vérification
8	8,3078723	4,9564045	8,8608396	4,5886453	-0,552967	0,3677591	0,86	CV
7	8,3386491	4,8153678	8,8608396	4,5886453	-0,52219	0,2267225	0,86	CV
6	8,3437579	4,8131127	8,8605297	4,588933	-0,516772	0,2241796	0,86	CV
5	8,3437579	4,8131127	8,8605297	4,588933	-0,516772	0,2241796	0,86	CV
4	8,3437579	4,8131127	8,8605297	4,588933	-0,516772	0,2241796	0,86	CV
3	8,3493572	4,810641	8,8603292	4,5891129	-0,510972	0,221528	0,86	CV
2	8,3493572	4,810641	8,8603292	4,5891129	-0,510972	0,221528	0,86	CV
1	8,3493572	4,810641	8,8603292	4,5891129	-0,510972	0,221528	0,86	CV
RDC	8,3951483	4,7120808	8,8612366	4,589673	-0,466088	0,1224078	0,86	CV
S-Sol	8,3928738	4,9238398	8,8555014	4,6027357	-0,462628	0,3211041	0,86	CV

4.7. Conclusion

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de deux types différents :

- Sens longitudinal (XX') : le système de contreventement est de type : portique autostable en béton armée avec remplissage en maçonnerie rigide
- Sens transversal (YY') : le système de contreventement est de type : structures en portiques par des voiles en béton armée.

Le RPA99 prescrit pour ce système les recommandations suivantes : **en cas d'utilisation des systèmes différents dans les deux directions considérées il y'a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. Aussi, nous adoptons R=3.5**

L'excentricité théorique calculée pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle dans les deux sens.

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 sont devenues indispensables.

En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels de calcul (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. Les résultats obtenus seront commentés.

5.1. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu pour des ouvrages de génie civil, en particulier le bâtiment. 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 le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI ... etc.).

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.).

ETABS s'appuie sur la MEF étant la structure étudiée est subdivisée en éléments connectés par des nœuds. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation 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. 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 «*frame*»,
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 «*slab*»

5.2.1. Terminologie utilisée

Grid line : Ligne de grille,

Joints : nœuds,

Frame : portique (cadre),

Shell : voile,

Restraints : degrés de liberté (DDL),

Loads: charges,

Uniformed loads: charges uniformes,

Materials : matériaux,

Concret : béton,

Steel : acier,

Frame section : coffrage,

Colum : poteau,

Beam : poutre.

5.2.2. Choix de la Méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un 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.

5.2.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale consiste en analyse dynamique de la 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.

- **Hypothèses de calcul**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers,
- 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).

5.3. 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.

5.3.1. 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, l'unité utilisée dans notre est (KN.m)



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**

⇒ **New model.**

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur: **No.**

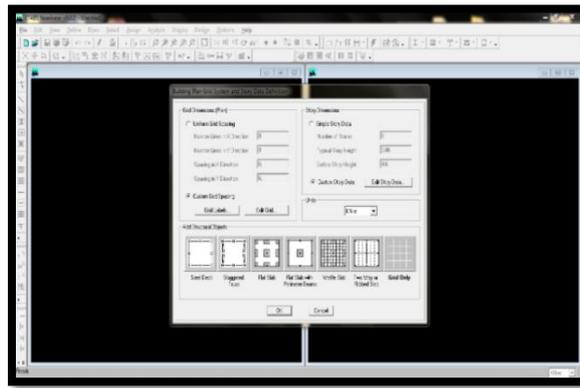


Figure 5.2 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la figure (5.2) 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**

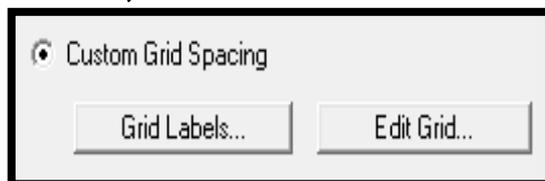


Figure 5.3 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

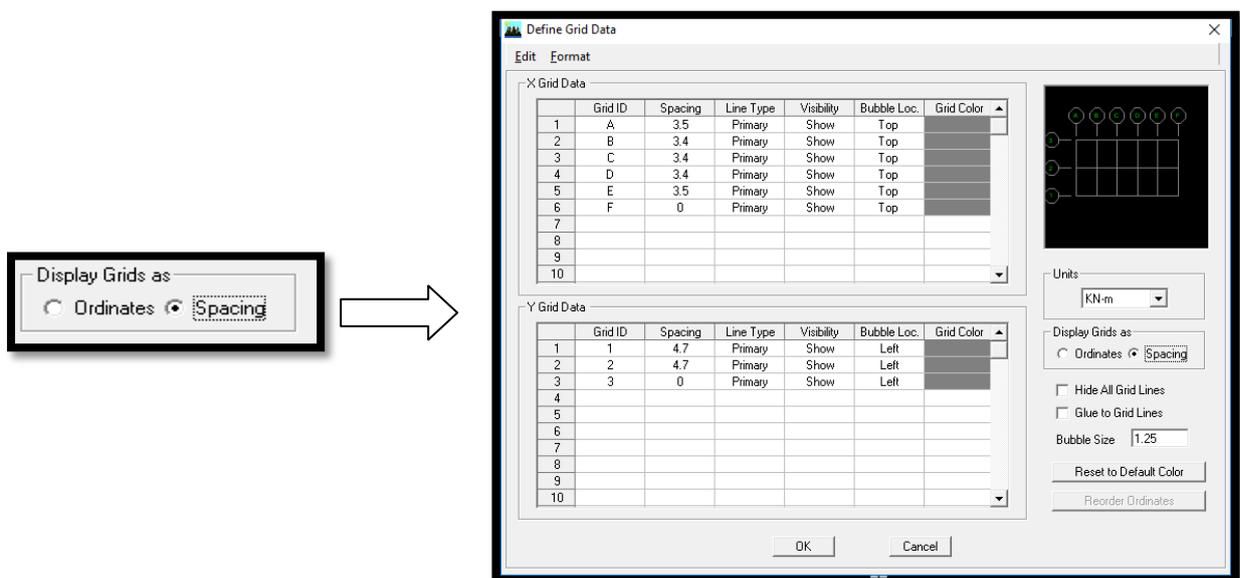


Figure 5.4 : Introduction des données de la structure.

Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

- Etages

Sur **story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** \Rightarrow **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages (Figure 5.5) .

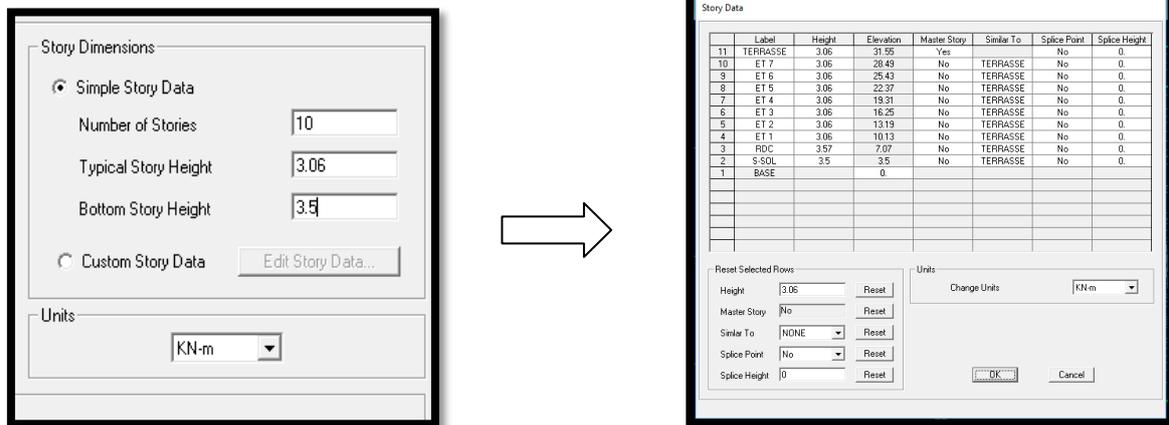


Figure 5.5 : Introduction des hauteurs de la structure.

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l’une en 3D et l’autre en 2D comme indiqué sur la (Figure 5.6)

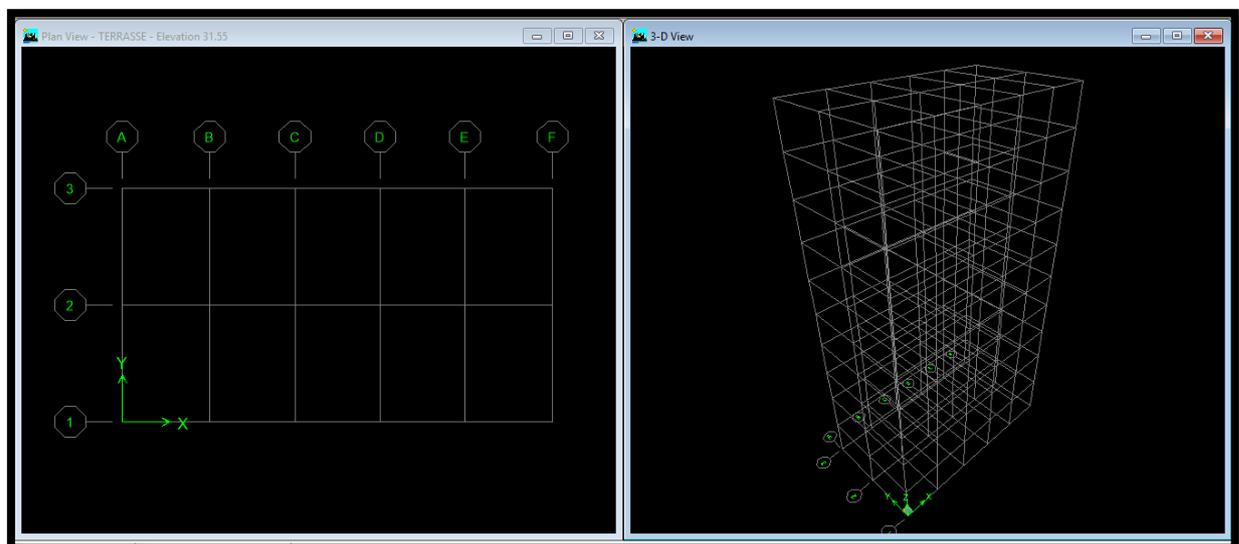


Figure 5.6 : Esquisse de la structure en système d’axes.

5.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres)

Define \Rightarrow **Material properties** \Rightarrow **Conc** \Rightarrow **Modify/show Material**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît nous définissons les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés (figure 5.7)

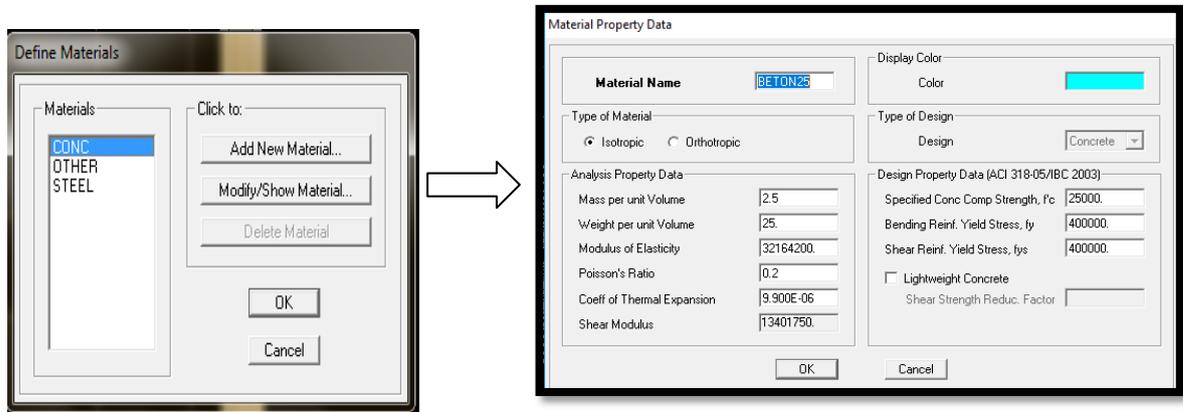


Figure 5.7 : Définition du matériau « Béton ».

5.3.3. 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 \implies **Frame sections**

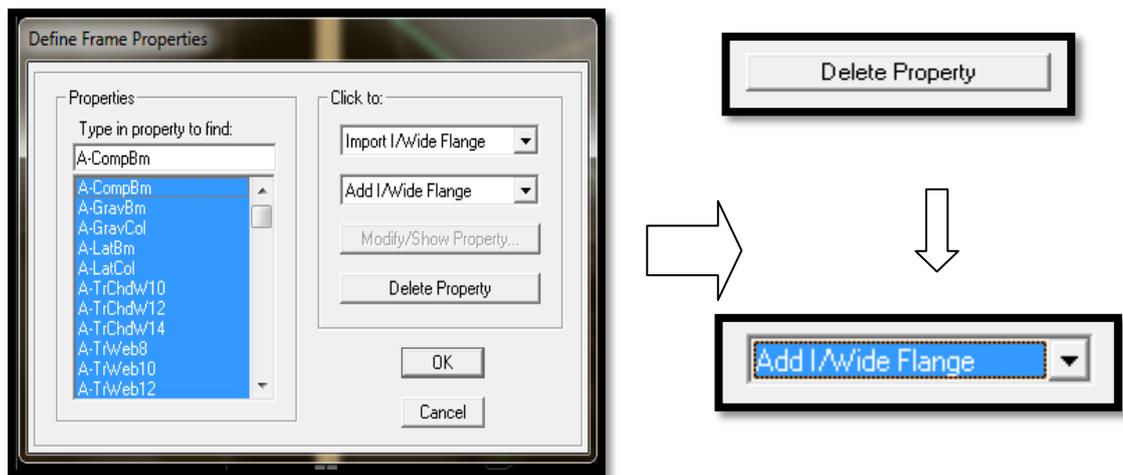


Figure 5.8 : Introduction des propriétés des éléments.

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** \implies **Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :

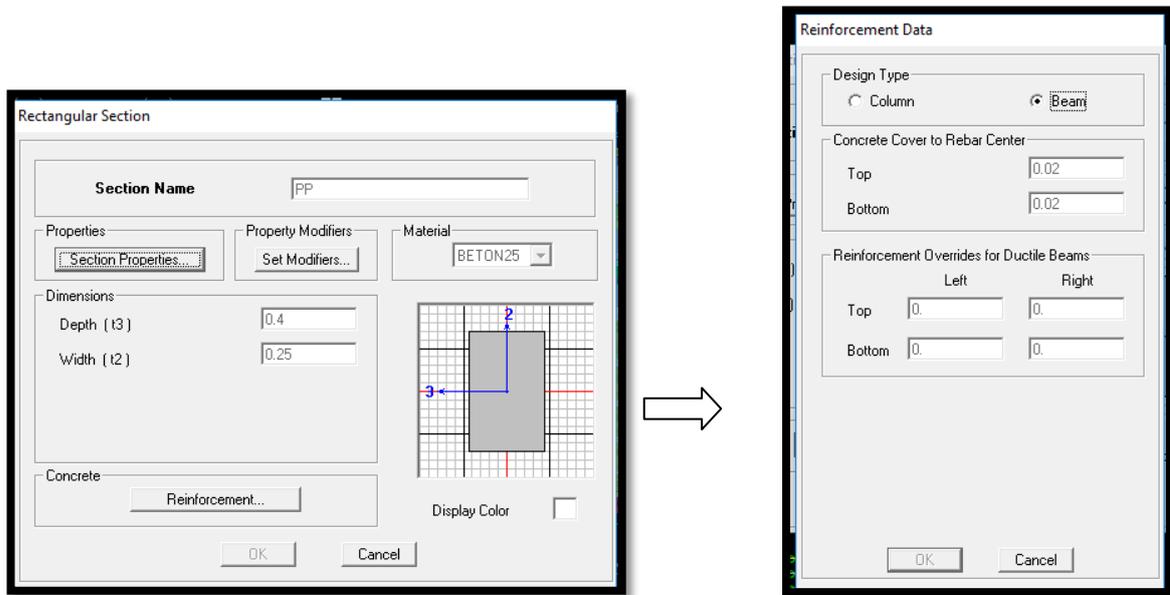


Figure 5.9 : Définition de l'élément « Poutre ».

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**.

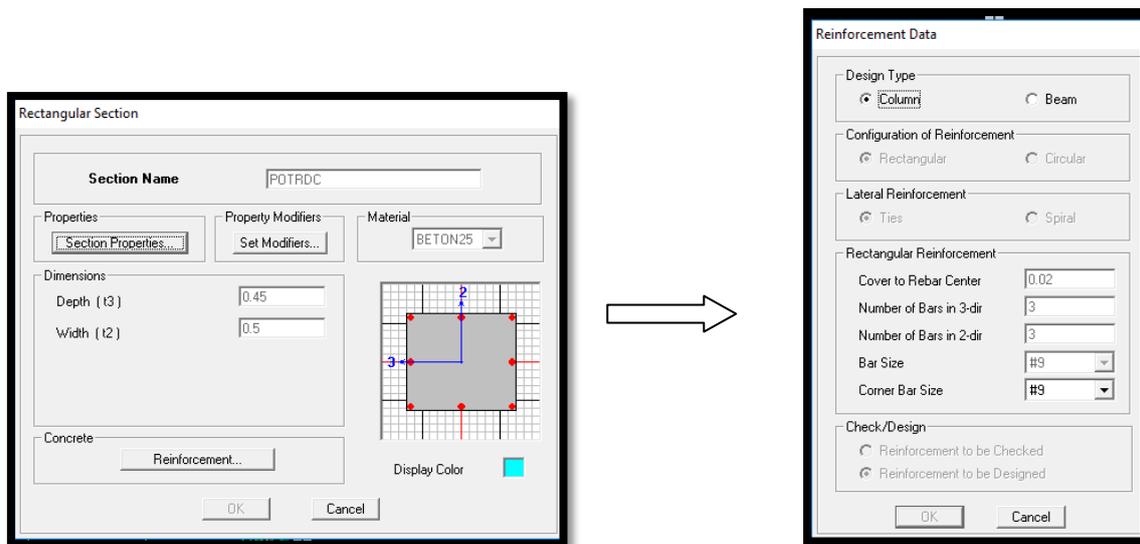


Figure 5.10 : Définition de l'élément « Poteau ».

Puis sur : **Reinforcement** \Rightarrow **Column**.

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, dalles pleines (DP) et voiles.

- Voiles
- Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new wall (Voile)

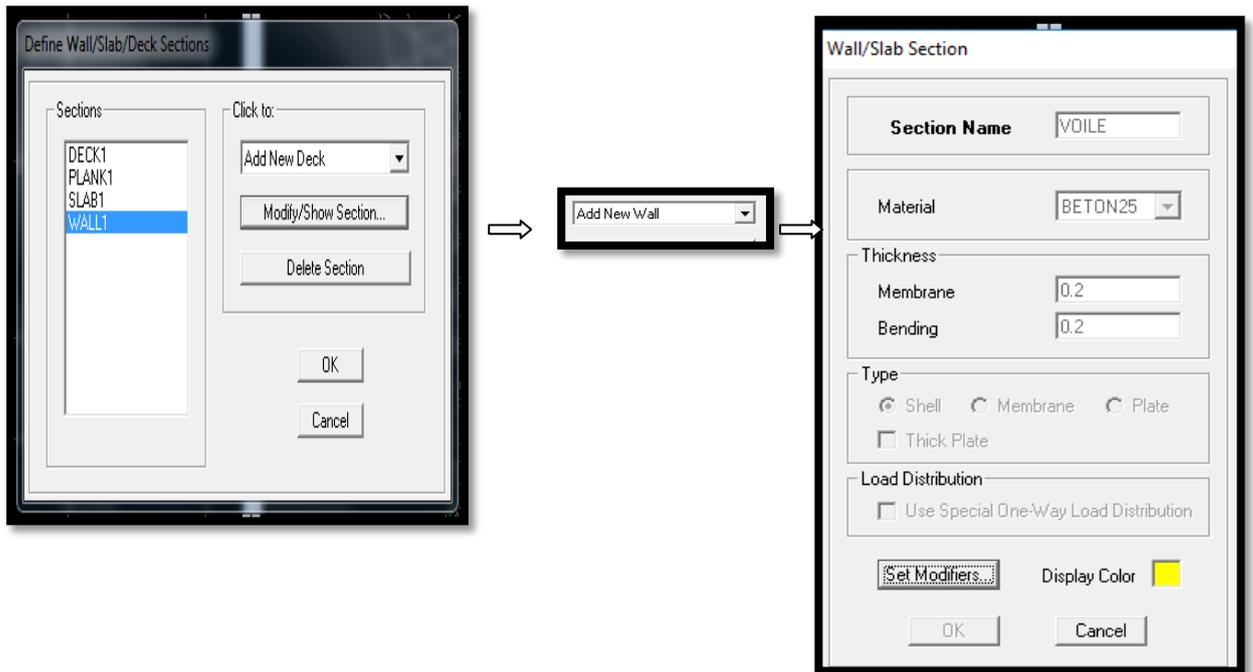


Figure 5.11 : Introduction et définition de l'élément « Voile ».

- Dalle pleine
- Define \Rightarrow wall/slab/deck sections \Rightarrow Add new slab (Dalle pleine)

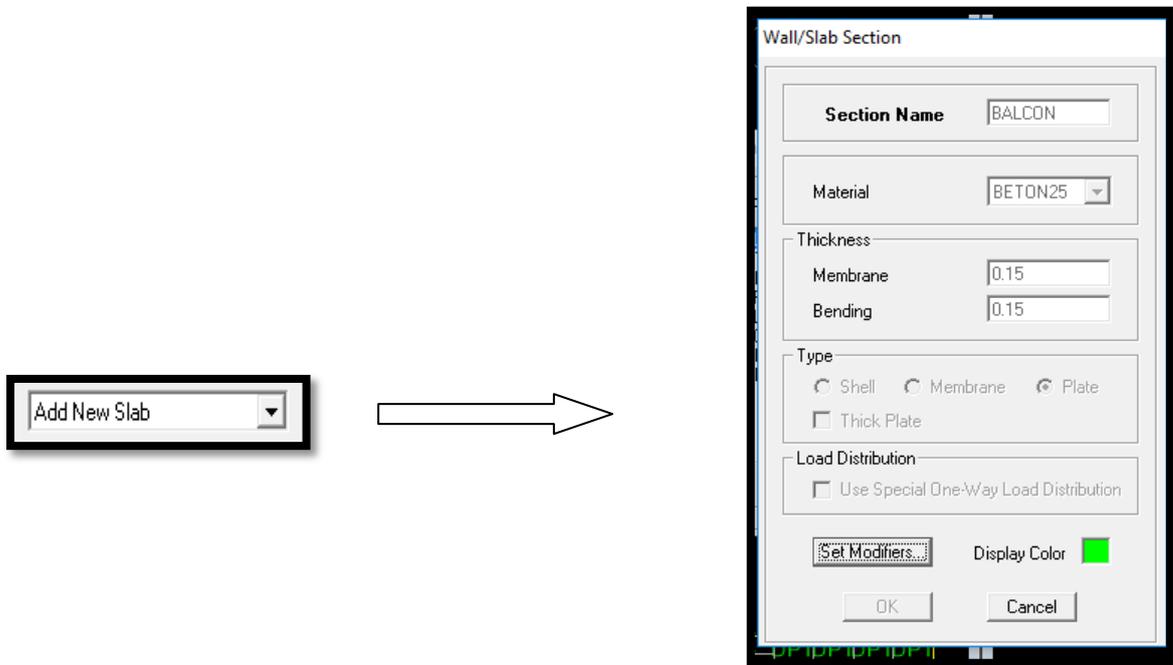


Figure 5.12 : Introduction et définition de l'élément « Dalle pleine ».

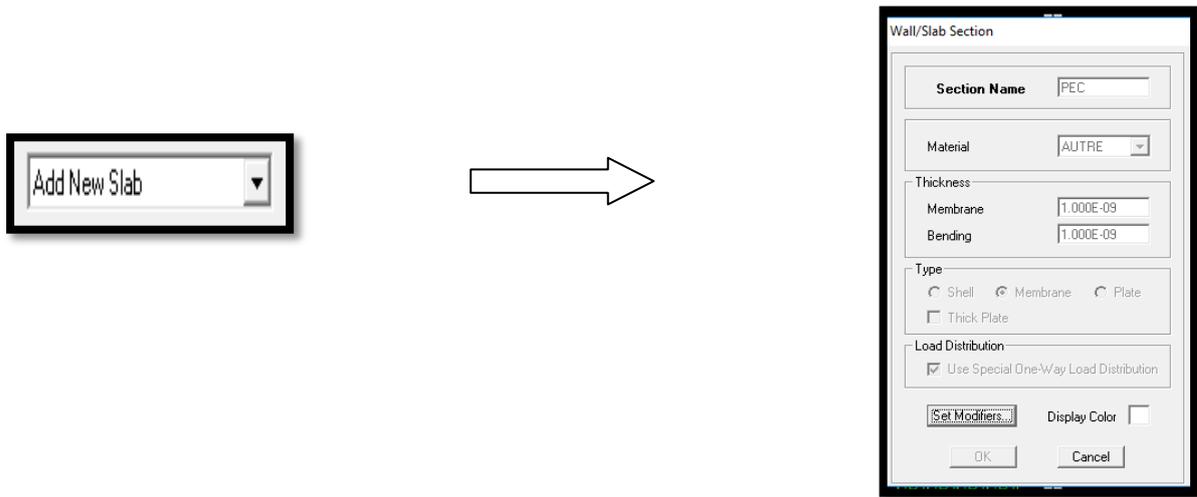


Figure 5.13 : Introduction et définition de l'élément « Plancher ».

5.3.4. 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 IIa : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 2 : Ouvrages d'importance moyenne.

Catégorie S₂ (classification des sites d'implantation): site ferme.

Coefficient de Comportement R dans notre cas R = 3.5

- Pourcentage d'amortissement

Tableau 5. 1 : 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 :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \dots \dots \dots (5.1)$$

Tableau 5.2 : 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 \Longrightarrow Condition vérifiée.
 Suivant y on a (02) travée \Longrightarrow Condition non vérifiée.

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5 \dots \dots (5.2)$$

Suivant x $\frac{3.5}{3.4} = 1.03 < 1.5 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Suivant y $\frac{4.7}{4.7} = 1.1 < 1.5 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

(Condition non 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).

b. 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.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5 \dots \dots (5.3)$$

3 files suivant X-X \Longrightarrow Condition non vérifiée.

6 files suivant Y-Y \Longrightarrow Condition vérifiée.

$$\frac{4.7}{4.7} = 1 < 1.5$$

(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 vérifiée.

Suivant y \Longrightarrow Condition vérifiée.

(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.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{17.2}{12.6} = 1.37 < 4$$

(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.

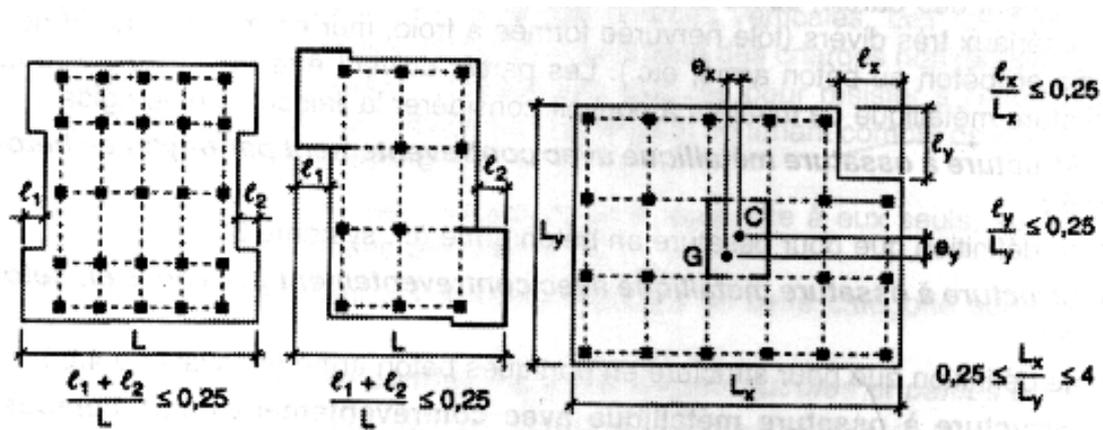


Figure 5.14: Limites des décrochements en plan

Suivant X-X :

$$\frac{e_1 + e_2}{l_x} = 0,25 \dots \dots (5.4)$$

Nous obtenons :

$$\frac{1,6 + 1,6}{12,6} = 0,25 < 0,25$$

(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

$$3,27 < 30,876$$

(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.

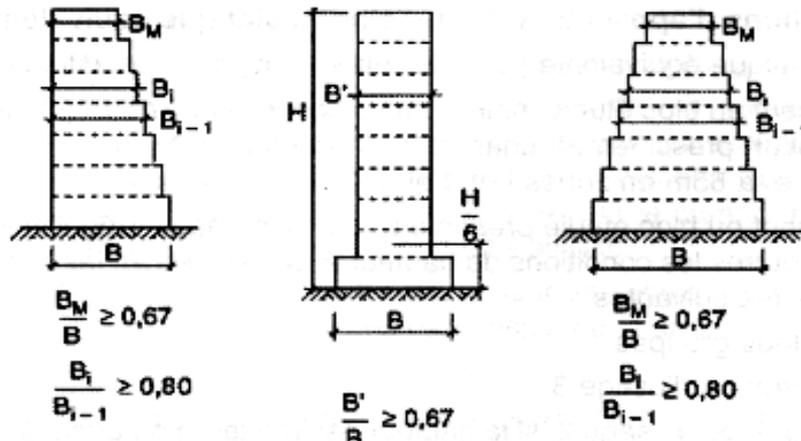


Figure. 5.15 : Limites des décrochements en élévation
 Les résultats de la vérification de la régularité en plan sont dans le Tableau 5.3

Tableau 5.3 : Vérification de la régularité en élévation

	Suivant-y	Suivant x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$	$\frac{9.4}{12.6} = 0.75 < 0.8$	$\frac{17.2}{17.2} = 1 > 0.8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$	$\frac{9.4}{12.6} = 0.75 > 0.67$	$\frac{17.2}{17.2} = 1 > 0.8$

(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 vérifiée).

e. Condition de la qualité de l'exécution

(Condition vérifiée).

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Tableau 5.4 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère q »	P _Y	P _X
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Finalement :

Q_Y = 1.15 et Q_X = 1.1

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

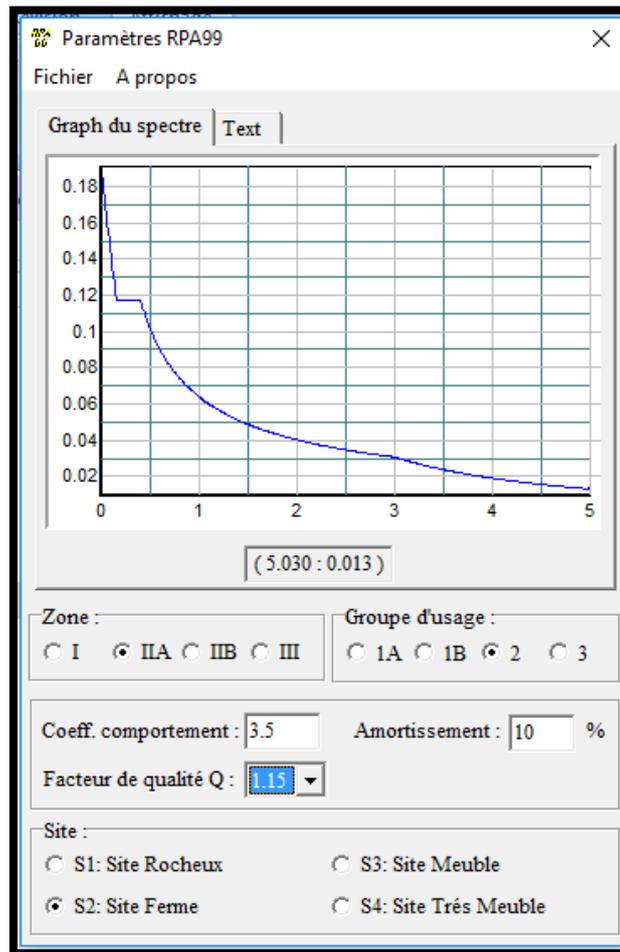


Figure 5.16 : Définition des paramètres du spectre.

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 ⇒ **Response Spectrum Function** ⇒ **Spectrum from file** ⇒ **add new function**

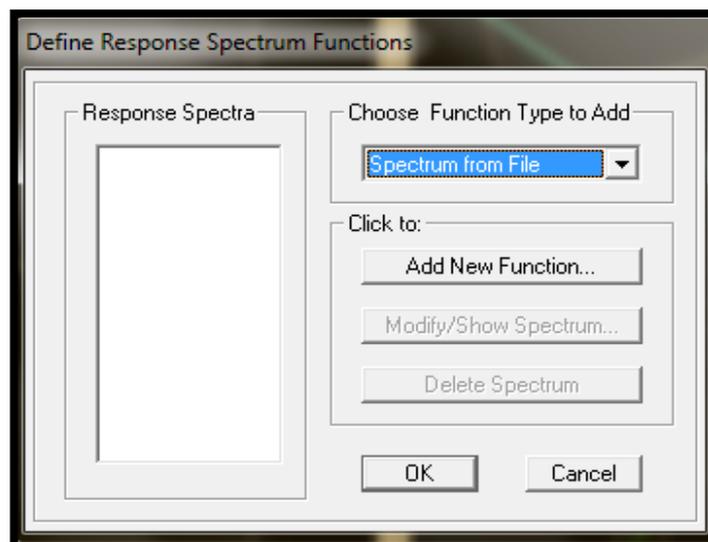


Figure 5.17 : Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà créé et enregistré.

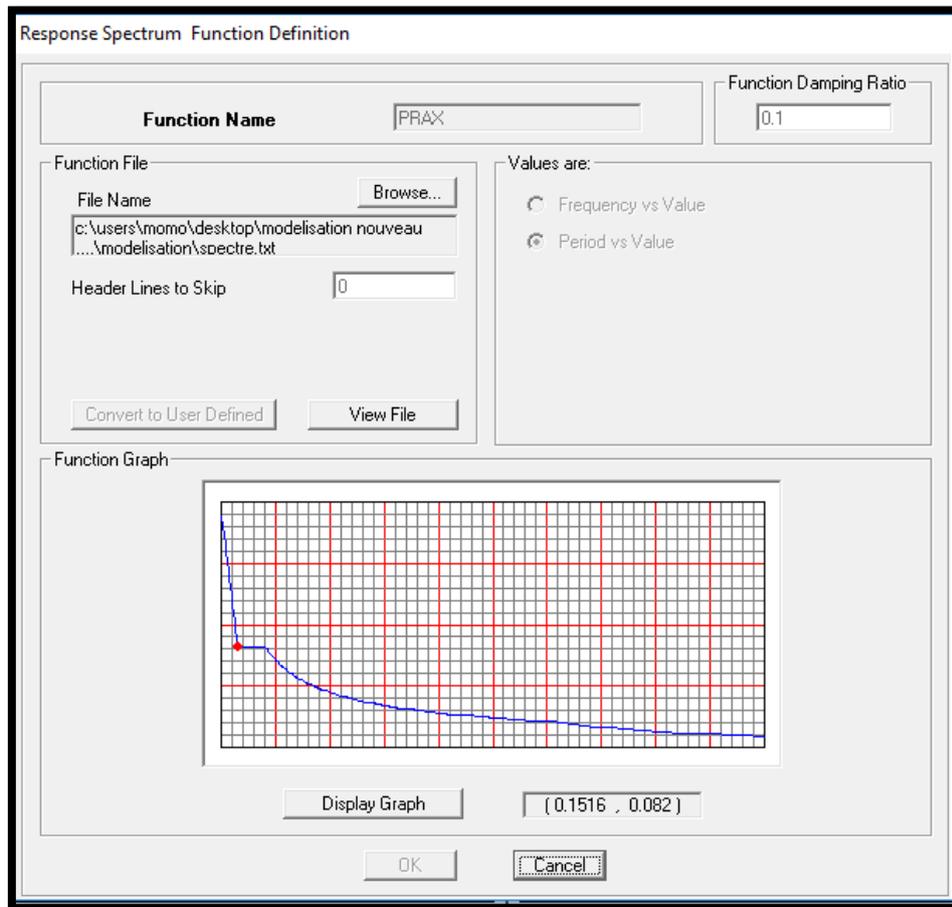


Figure 5.18 : Enregistrement du spectre de réponse.

5.4. 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  Static Load Cases.

Ou bien:  Static Load Cases.

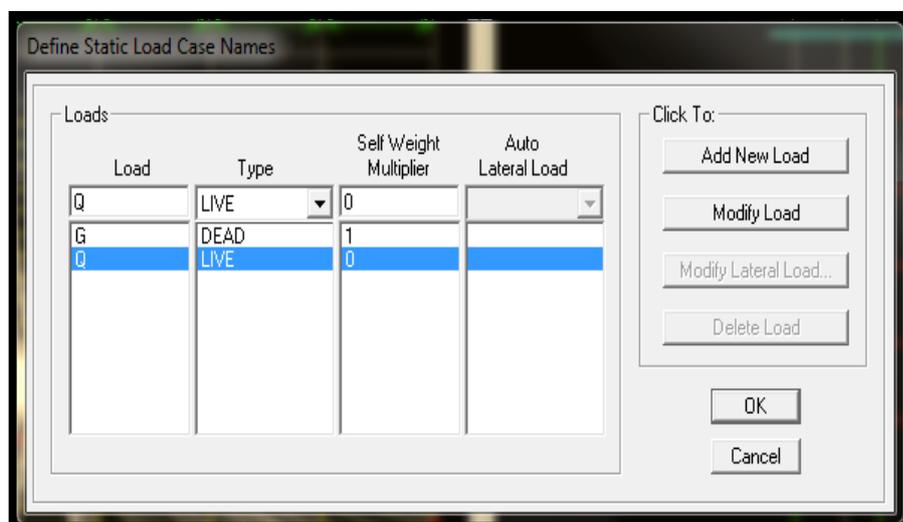


Figure 5.19 : Définitions des charges et surcharges statiques.

5.4.1. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \Rightarrow **Response spectrum cases** \Rightarrow **Add New Spectrum.**

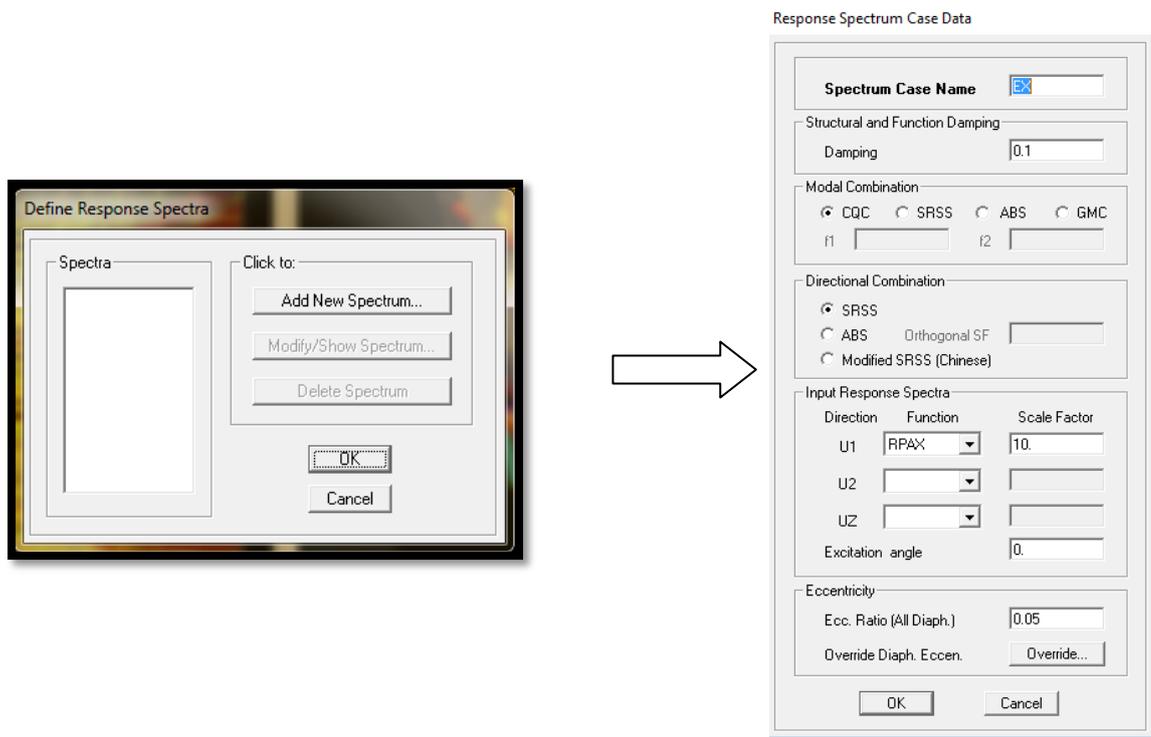


Figure 5.20 : Définition et introduction de la charge sismique.

5.4.2. 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 à placer selon l'étage correspondant : On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

Properties of Object	
Property	POTSSOL
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

Figure 5.21 : 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.

Properties of Object	
Property	POTSSOL
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

Figure 5.22 : 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.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

Figure 5.23 : 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** balcon ou porte à faux . Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant la dalle pleine et nous positionnons la dalle.

Properties of Object	
Property	BALCON
Local Axis	0.

Figure 5.23 : 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.

Properties of Object	
Property	PEC
Local Axis	0.

Figure 5.24 : 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 5.25 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes nous donne :

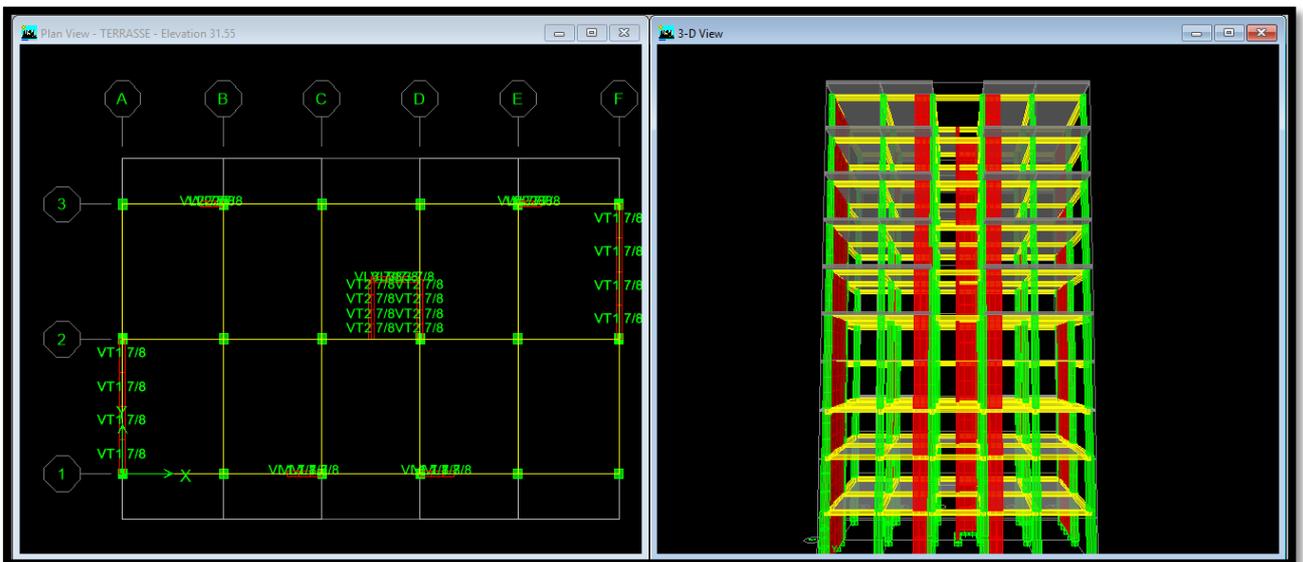


Figure 5.26 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

5.4.3. Définition de la Masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots \dots \dots (5.10)$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots (5.11)$$

- 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 5.5 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

L'inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

Define ⇒ **Masse source** ⇒ **from loads**.

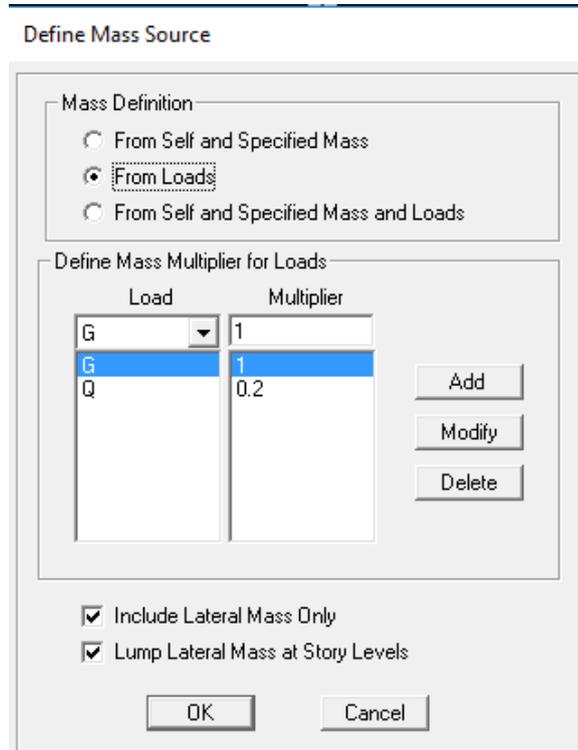


Figure 5.27: Définition de la masse source.

5.4.4. 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 

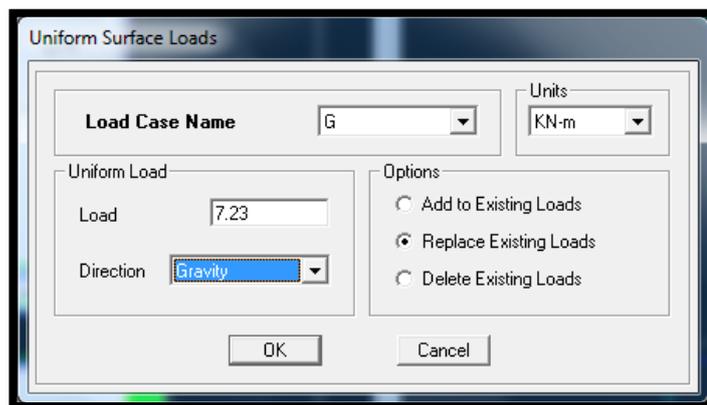


Figure 5.28 : Chargement des planchers avec G et Q.

Nous introduisons les valeurs de G et Q du s-sol, rez de chaussée, des étages courants et de la terrasse que nous avons calculé dans le chapitre du prédimensionnement et nous sélectionnons les planchers à charger.

- Terrasse

$$G = 5.83 \text{ kN/m}^2$$

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

- Etages courants

$$G = 5.1 \text{ kN/m}^2$$

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

- RDC et S-sol

$$G = 5.1 \text{ kN/m}^2$$

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

- Balcons

$$G_{\text{balcon}} = G - (\gamma_b \times e) = 5.15 - 3.75 = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

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

- Porte à faux

$$G_{\text{p.à.faux}} = G - (\gamma_b \times e) = 5.22 - 3.75 = 1.47 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{p.à.faux}} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Pour les poutres secondaires

Assign \Leftrightarrow **Areas loads** \Leftrightarrow **Frame/line loads** \Leftrightarrow **Distributed** \Leftrightarrow

Ou bien, nous cliquons sur l'icone 

- RDC et S-sol

- Poutres secondaires de rive

$$G_{\text{ssol-rdc}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.1 \times 0.325 = 1.6575 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ssol-rdc}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 3.5 \times 0.325 = 1.1375 \text{ kN / ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire

$$G_{\text{ssol-rdc}} = G \times 0.65 = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ssol-rdc}} = Q \times 0.65 = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$$

- Etage courant

- Poutres secondaires de rive

$$G_{\text{EC}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.1 \times 0.325 = 1.6575 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{EC}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1.5 \times 0.325 = 0.4875 \text{ kN/ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire

$$G_{\text{EC}} = G \times 0.65 = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{EC}} = Q \times 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

- Terrasse

- Poutres secondaires de rive

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times \frac{0.65}{2} = 5.83 \times 0.325 = 1.89475 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times \frac{0.65}{2} = 1 \times 0.325 = 0.325 \text{ kN/ml}$$

- Poutres secondaires intermédiaire

$$G_{\text{Terrasse}} = G \times 0.65 = 5.83 \times 0.65 = 3.7895 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{Terrasse}} = Q \times 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

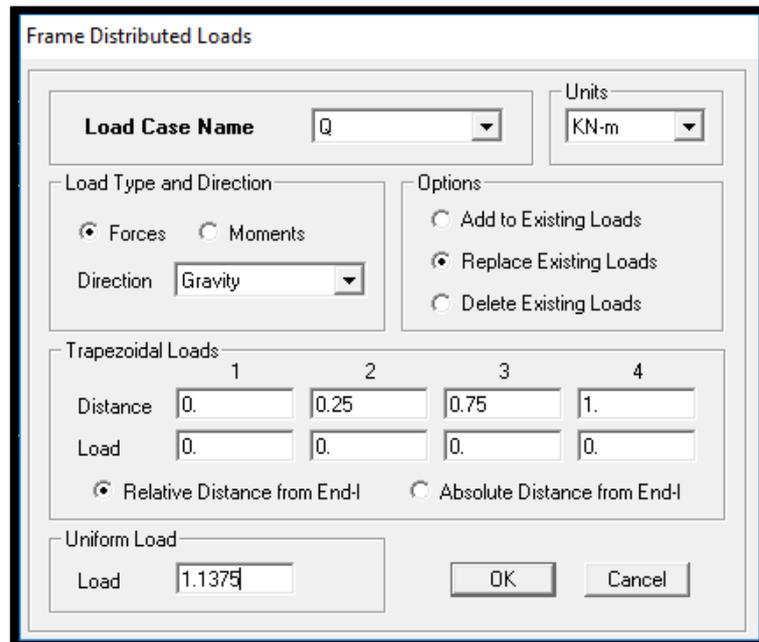


Figure 5.29 : Chargement des poutres secondaires sous Q.

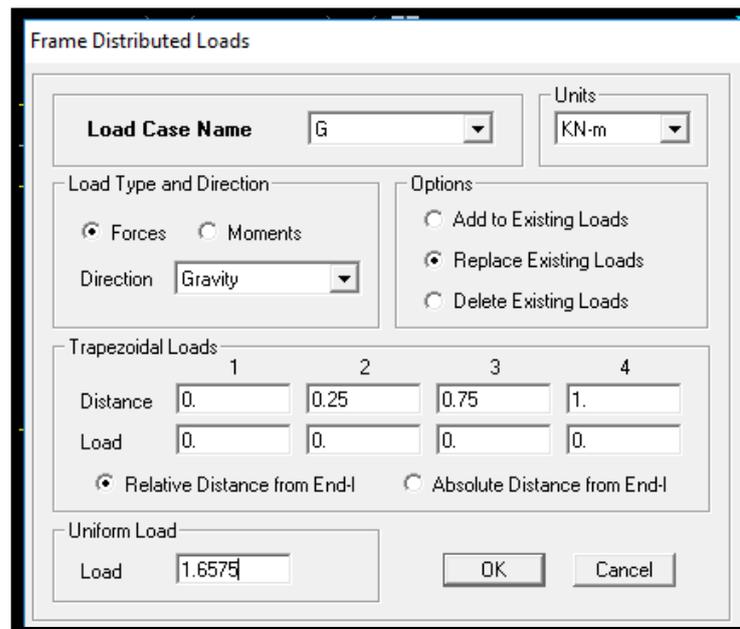


Figure 5.30 : Chargement des poutres secondaires sous G.

5.4.5. 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 a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **DA1** ⇒ **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **DA1** ⇒ **OK**

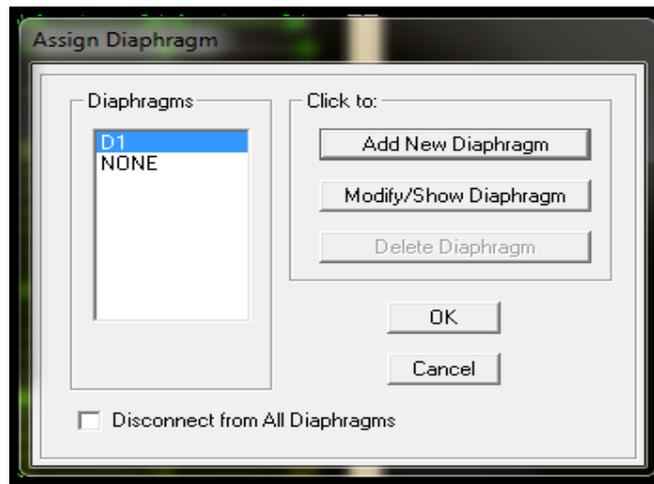


Figure 5.31 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define \Rightarrow **Diaphragms** \Rightarrow **Add New Diaphragm** \Rightarrow **DA2** \Rightarrow **OK**

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

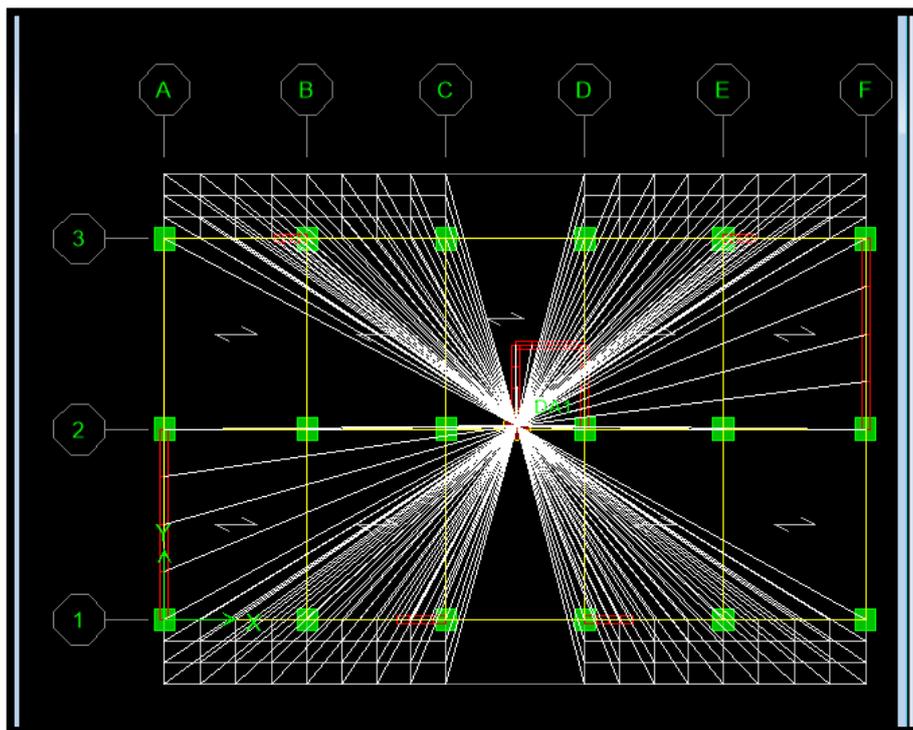


Figure 5.32 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure 5.33 :

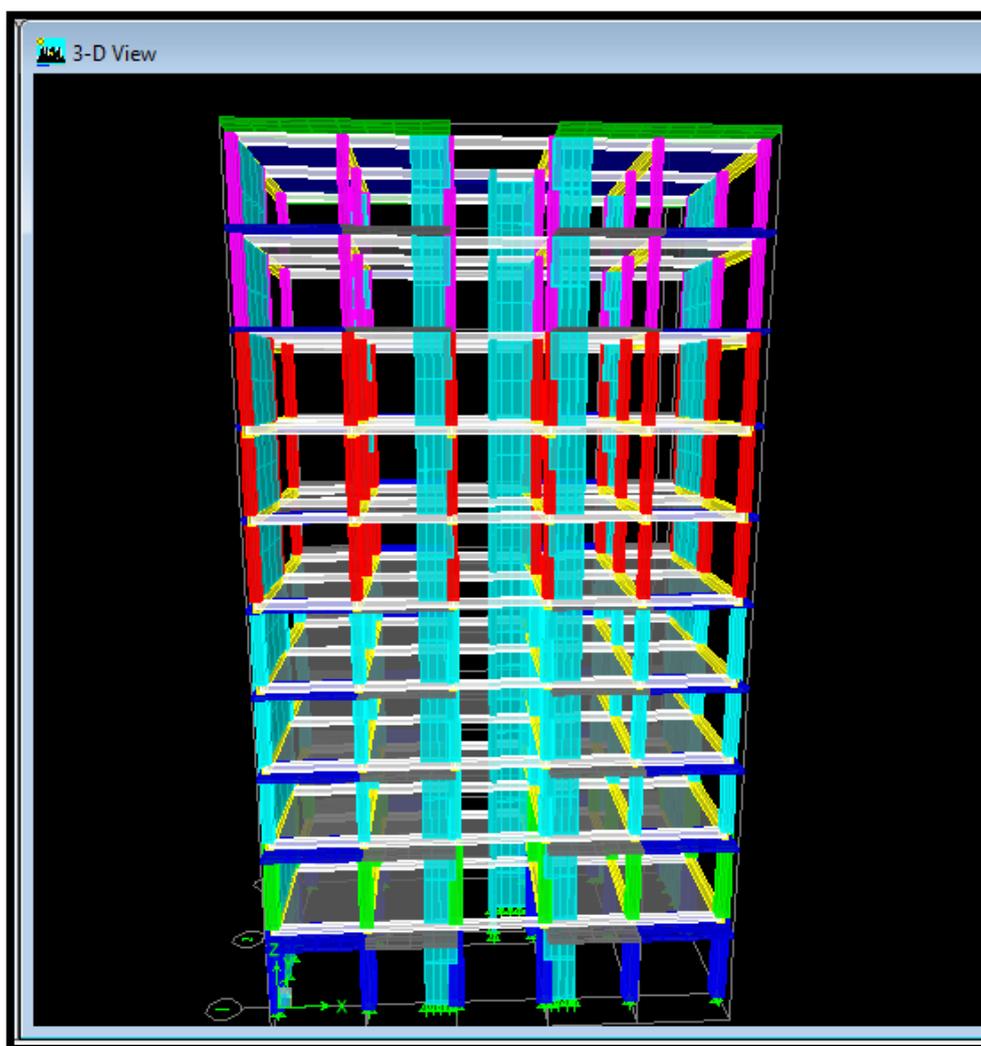


Figure 5.33 : Représentation de la structure finale en 3D

5.5. Vérifications

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

5.5.1. 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 **Run Analysis**

b. Visualisation des résultats

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur **Display** \Rightarrow **Show Deformed Shape.**

5.5.2. Introduction aux vérifications

a. 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,

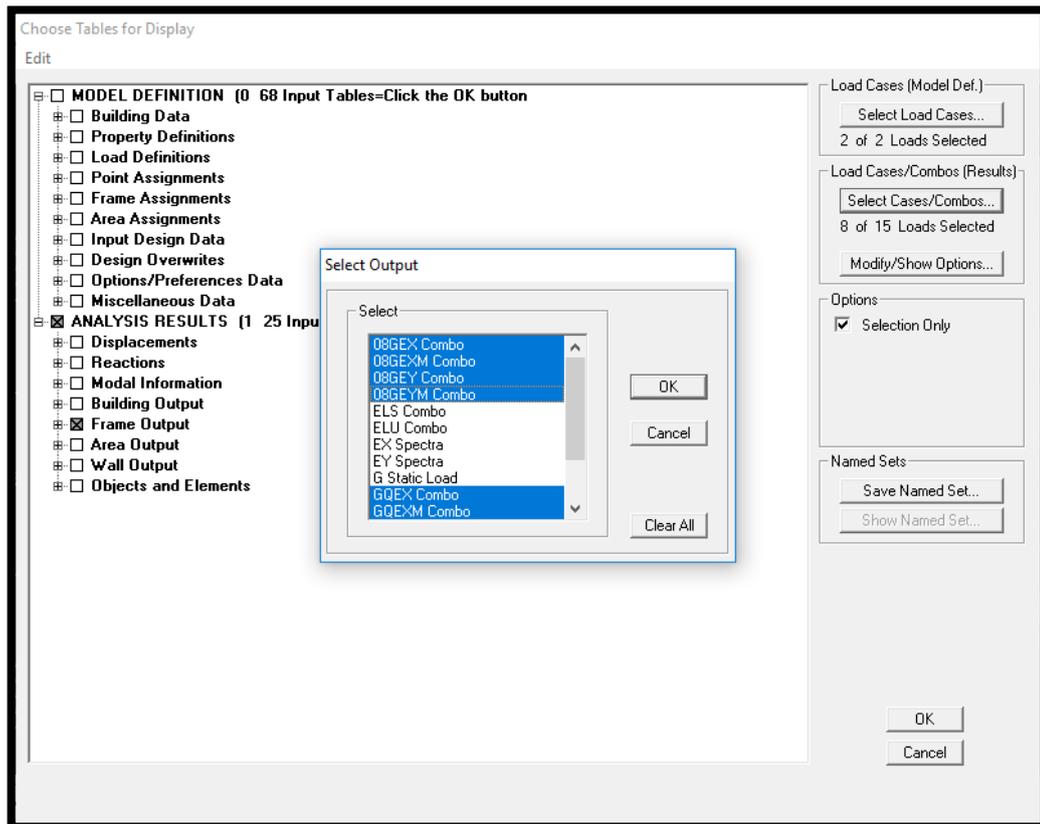
f_{cj} : résistance caractéristique du béton,

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±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 :



Story	Column	Load	P
SSOL	C5	GQEX MIN	1451.29
SSOL	C5	GQEXM MIN	1451.29
SSOL	C5	GQEX MIN	1440.63
SSOL	C5	GQEXM MIN	1440.63
SSOL	C5	GQEX MIN	1429.98
SSOL	C5	GQEXM MIN	1429.98
SSOL	C14	GQEX MIN	1393.12
SSOL	C14	GQEXM MIN	1393.12
SSOL	C14	GQEX MIN	1382.46
SSOL	C14	GQEXM MIN	1382.46
SSOL	C14	GQEX MIN	1371.81
SSOL	C14	GQEXM MIN	1371.81
SSOL	C7-1	GQEX MIN	1312.79
SSOL	C7-1	GQEXM MIN	1312.79
SSOL	C7-1	GQEX MIN	1306.77
SSOL	C7-1	GQEXM MIN	1306.77
SSOL	C7-1	GQEX MIN	1300.76
SSOL	C7-1	GQEXM MIN	1300.76

Figure 5.34 : Résultats de l'effort normal réduit.

Tableau 5.6 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	$N_d(N)$	$B_c \times f_{c28}(N)$	V	observation
(50x55)	1451290	6875000	$0.21 < 0.3$	CV
(45x50)	1247520	5625000	$0.22 < 0.3$	CV
(40x45)	1046970	4500000	$0.23 < 0.3$	CV
(35x40)	611650	3500000	$0.17 < 0.3$	CV
(30x35)	240880	2625000	$0.09 < 0.3$	CV

b. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique (5.19)

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots \dots (5.19)$$

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

Pour : $h_N = 33.95$ m et $C_T = 0.05$, nous obtenons : $T = 0.05 \times 33.95^{3/4} = 0.703$ s

- Valeur de T trouvé par ETABS

Tableau 5.7 : Résultats de la période donnée par ETABS

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.909299	73.238	0.0061	73.238	0.0061	0.0243
2	0.739246	0.0012	69.4661	73.2392	69.4723	0.0971
3	0.596921	0.0242	0.0851	73.2634	69.5573	70.9158
4	0.309479	14.2842	0.0003	87.5476	69.5576	0.003
5	0.176962	0.0048	17.1452	87.5524	86.7028	0.0467
6	0.148222	0.9766	0.0324	88.529	86.7352	10.8117
7	0.143792	3.0768	0.0209	91.6058	86.7561	5.5224
8	0.123169	1.3377	0.0028	92.9435	86.7589	0.2904
9	0.113077	0.001	0.0425	92.9445	86.8014	0.2531
10	0.105618	0.0006	0.7208	92.9452	87.5222	0.0184
11	0.080608	2.5758	0.0002	95.521	87.5225	0
12	0.072114	0.002	5.6962	95.5229	93.2187	0.0315
13	0.067948	0.0524	0.0003	95.5753	93.219	0.0485
14	0.06701	0.0557	0	95.631	93.219	0.0036
15	0.066735	0.0004	0.0001	95.6314	93.2191	0.0269
16	0.064886	0.0478	0.001	95.6792	93.2201	0.098

$$T_{etabs} = 0.90 < 0.703 \times 1.3 = 0.92 \text{ s.}$$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode.

c. Vérifications de la somme de la masse modale

Sens X-X :

95.5229 % au 12^{ème} mode

Sens Y-Y :

93.2187 % au 12^{ème} mode

La somme de la masse modale au 12^{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.

- poids total

Display \Rightarrow show table select cases/comb \Rightarrow POIDS comb \Rightarrow building output \Rightarrow building output \Rightarrow story shear

Tableau 5.8 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

Story	Load	Loc	P	P _{étage}
TERRASSE-1	POIDS	Bottom	163.89	163.89
TERRASSE	POIDS	Bottom	2139.06	1975.17
ET 7	POIDS	Bottom	3953.37	1814.31
ET 6	POIDS	Bottom	5815.87	1862.5
ET 5	POIDS	Bottom	7678.37	1862.5
ET 4	POIDS	Bottom	9540.87	1862.5
ET 3	POIDS	Bottom	11458.45	1917.58
ET 2	POIDS	Bottom	13376.03	1917.58
ET 1	POIDS	Bottom	15293.62	1917.59
RDC	POIDS	Bottom	17196.21	1902.59
SSOL	POIDS	Bottom	19255.38	2059.17

d. 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_{logiciel} , 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_{mse} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{\text{logiciel}} = \text{mms} \geq 0.8 V_{\text{mse}} \dots \dots (5.20)$$

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_x et E_y .

Tableau 5.9 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x.

Story	Load	Loc	VX
TERRASSE-1	EX	Bottom	27.4
TERRASSE	EX	Bottom	228.46
ET 7	EX	Bottom	376.81
ET 6	EX	Bottom	491.19
ET 5	EX	Bottom	583.55
ET 4	EX	Bottom	662.34
ET 3	EX	Bottom	736.23
ET 2	EX	Bottom	807.23
ET 1	EX	Bottom	869.76
RDC	EX	Bottom	915.51
SSOL	EX	Bottom	945.38

Tableau 5.10 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y.

Story	Load	Loc	VY
TERRASSE-1	EY	Bottom	32.13
TERRASSE	EY	Bottom	277.19
ET 7	EY	Bottom	458.24
ET 6	EY	Bottom	599.25
ET 5	EY	Bottom	717.74
ET 4	EY	Bottom	820.29
ET 3	EY	Bottom	909.92
ET 2	EY	Bottom	988.35
ET 1	EY	Bottom	1053.45
RDC	EY	Bottom	1102.06
SSOL	EY	Bottom	1133.62

- Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t$$

A= 0.15 (zone II ; groupe d'usage 2)

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

D = Facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie du site

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s (S_2) < T = 0.703s$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76$$

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.703}\right)^{2/3} = 1.3$$

$$W_t = 19255.38 \text{ kN}$$

$$R = 3.5$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.15}{3.5} (19255.38) = 1233.72 \text{ kN}$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.3 \times 1.1}{3.5} (19255.38) = 1180 \text{ Kn}$$

Tableau 5.11 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

	MMS	0.8MSE	Vérification
V_x	945.38 kN	1180 x 0.8 = 944	Condition vérifiée
V_y	1133.62 kN	1233.72 x 0.8 = 986.97	Condition vérifiée

e. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots (5.21)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (R= 3.5)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots (5.22)$$

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 :

Tableau 5.12 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	δ_x
TERRASSE-1	DA10	EX	0.028
TERRASSE	DA10	EX	0.0269
ET 7	DA9	EX	0.0245
ET 6	DA8	EX	0.0219
ET 5	DA7	EX	0.019
ET 4	DA6	EX	0.016
ET 3	DA5	EX	0.0129
ET 2	DA4	EX	0.0098
ET 1	DA3	EX	0.0067
RDC	DA2	EX	0.0038
SSOL	DA1	EX	0.0012

Figure 5.13 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	δ_y
TERRASSE-1	DA11	EY	0.0166
TERRASSE	DA10	EY	0.0155
ET 7	DA9	EY	0.0138
ET 6	DA8	EY	0.012
ET 5	DA7	EY	0.0101
ET 4	DA6	EY	0.0083
ET 3	DA5	EY	0.0064
ET 2	DA4	EY	0.0047
ET 1	DA3	EY	0.0031
RDC	DA2	EY	0.0017
SSOL	DA1	EY	0.0005

Tableau 5.14: Tableau récapitulatif des vérifications

Story	δ_x	δ_y	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1% h_e	OBS
TERRASSE-1	0.028	0.0166	0.0011	0.0011	0.024	CV
TERRASSE	0.0269	0.0155	0.0024	0.0017	0.0306	CV
ET 7	0.0245	0.0138	0.0026	0.0018	0.0306	CV
ET 6	0.0219	0.012	0.0029	0.0019	0.0306	CV
ET 5	0.019	0.0101	0.003	0.0018	0.0306	CV
ET 4	0.016	0.0083	0.0031	0.0019	0.0306	CV
ET 3	0.0129	0.0064	0.0031	0.0017	0.0306	CV
ET 2	0.0098	0.0047	0.0031	0.0016	0.0306	CV
ET 1	0.0067	0.0031	0.0029	0.0014	0.0306	CV
RDC	0.0038	0.0017	0.0026	0.0012	0.0357	CV
SSOL	0.0012	0.0005	0.0012	0.0005	0.035	CV

f. 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 5.15 et Tableau 5.16)

- Sens : X-X

Tableau 5.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens X-X

Story	δx	Δ_{kx}	P_x	$P_x \times \Delta x$	V_x	h_e	$V_x \times h_e$	θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
Terasse1	0.028	0.0011	163.89	0.180279	27.4	2.4	65.76	0.00274147	CV
Terasse	0.0269	0.0024	1975.17	4.740408	228.46	3.06	699.0876	0.00678085	CV
ET 7	0.0245	0.0026	1814.31	4.717206	376.81	3.06	1153.0386	0.00409111	CV
ET 6	0.0219	0.0029	1862.5	5.40125	491.19	3.06	1503.0414	0.00359355	CV
ET 5	0.019	0.003	1862.5	5.5875	583.55	3.06	1785.663	0.00312909	CV
ET 4	0.016	0.0031	1862.5	5.77375	662.34	3.06	2026.7604	0.00284876	CV
ET 3	0.0129	0.0031	1917.58	5.944498	736.23	3.06	2252.8638	0.00263864	CV
ET 2	0.0098	0.0031	1917.58	5.944498	807.23	3.06	2470.1238	0.00240656	CV
ET 1	0.0067	0.0029	1917.59	5.561011	869.76	3.06	2661.4656	0.00208945	CV
RDC	0.0038	0.0026	1902.59	4.946734	915.51	3.57	3268.3707	0.00151352	CV
S-SOL	0.0012	0.0012	2059.17	2.471004	945.38	3.5	3308.83	0.00074679	CV

- Sens : Y-Y

Tableau 5.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Story	δy	Δ_{ky}	P_y	$P_y \times \Delta y$	V_y	h_e	$V_y \times h_e$	θ_x	OBS
	(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	(kN)	(m)	(kN.m)		
TERRASSE 1	0.0166	0.0166	163.89	2.720574	32.13	2.4	77.112	0.03528081	CV
TERRASSE	0.0155	0.0155	1975.17	30.615135	277.19	3.06	848.2014	0.03609418	CV
ET 7	0.0138	0.0138	1814.31	25.037478	458.24	3.06	1402.2144	0.01785567	CV
ET 6	0.012	0.012	1862.5	22.35	599.25	3.06	1833.705	0.01218844	CV
ET 5	0.0101	0.0101	1862.5	18.81125	717.74	3.06	2196.2844	0.00856503	CV
ET 4	0.0083	0.0083	1862.5	15.45875	820.29	3.06	2510.0874	0.00615865	CV
ET 3	0.0064	0.0064	1917.58	12.272512	909.92	3.06	2784.3552	0.00440767	CV
ET 2	0.0047	0.0047	1917.58	9.012626	988.35	3.06	3024.351	0.00298002	CV
ET 1	0.0031	0.0031	1917.59	5.944529	1053.45	3.06	3223.557	0.00184409	CV
RDC	0.0017	0.0017	1902.59	3.234403	1102.06	3.57	3934.3542	0.00082209	CV
S-SOL	0.0005	0.0005	2059.17	1.029585	1133.62	3.5	3967.67	0.00025949	CV

g. 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 :

$$\text{Sens xx : } |C_{M-x} - C_{R-x}| \leq 0.05L_y$$

$$\text{Sens yy : } |C_{M-y} - C_{R-y}| \leq 0.05L_x$$

Les centres de masse et les centres de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table** \Rightarrow **building output** \Rightarrow **enter Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.17 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5% Lx	5% Ly
SSOL	DA1	8.618	4.68	8.835	5.024	-0.217	-0.344	0.86	0.63
RDC	DA2	8.62	4.825	8.827	5.433	-0.207	-0.608	0.86	0.63
ET 1	DA3	8.617	4.808	8.815	5.482	-0.198	-0.674	0.86	0.63
ET 2	DA4	8.617	4.808	8.801	5.435	-0.184	-0.627	0.86	0.63
ET 3	DA5	8.617	4.809	8.787	5.377	-0.17	-0.568	0.86	0.63
ET 4	DA6	8.617	4.811	8.774	5.327	-0.157	-0.516	0.86	0.63
ET 5	DA7	8.617	4.811	8.763	5.289	-0.146	-0.478	0.86	0.63
ET 6	DA8	8.618	4.813	8.753	5.261	-0.135	-0.448	0.86	0.63
ET 7	DA9	8.618	4.815	8.745	5.243	-0.127	-0.428	0.86	0.63
TERRASSE	DA10	8.6	7.05	8.69	6.839	-0.09	0.211	0.86	0.63
TERRASSE-1	DA11	8.611	5.03	8.739	5.239	-0.128	-0.209	0.86	0.63

5.6. Conclusion

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- 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 de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

Introduction

Ce chapitre a pour objectif la détermination des sections d'armatures nécessaires dans chaque élément de notre structure (poteaux, poutres et voiles), sous sollicitations les plus défavorables.

6.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). Les combinaisons considérées sont :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases} \implies \text{RPA99 modifiée 2003}$$

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases} \implies \text{BAEL91 modifiée 99}$$

Les calculs se feront en tenant compte des trois types de sollicitation :

Effort normal maximum et moment correspondant (N_{\max} — M_{corr}),

Effort normal minimum et moment correspondant (N_{\min} — M_{corr}),

Moment maximum et effort normal correspondant (M_{\max} — N_{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 II_a).

La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$l = 25 \text{ cm}$ (zone II_a).

Le pourcentage minimal des aciers sera de : 0,8 % $b \times h$ de la section du béton (zone II_a).

- Pour les poteaux du S-Sol (50×55) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du RDC (45×50) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages (40×45) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (35×40) cm^2 :

$$\text{Poteau } (35 \times 40) \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 7^{ème} et 8^{ème} étages (30×35) cm^2 :

$$\text{Poteau } (30 \times 35) \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone courante sera de : 4% $b \times h$ de la section du béton (zone II_a).

- Pour les poteaux du S-Sol (50×55) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du RDC (45×50) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages (40×45) cm^2 :

$$A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (35×40) cm^2 :

$$\text{Poteau } (35 \times 40) \quad A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 7^{ème} et 8^{ème} étages (30x35) cm² :

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone de recouvrement sera de : 6 % b×h de la section du béton (zone II_a).

- Pour les poteaux du S-Sol (50x55) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du RDC (45x50) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages (40x45) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \cdot \text{cm}^2$$

- Pour les poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages (35x40) cm² :

$$\text{Poteau (35x40)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

- Pour les poteaux du 7^{ème} et 8^{ème} étages (30x35) cm² :

$$\text{Poteau (30x35)} \quad A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

• 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.

$$\lambda_g = \frac{l_{\min}}{B} L_f \dots\dots\dots (6.2)$$

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7 \times L_f \dots\dots (6.3)$$

Ou :

L_f : longueur de flambement des poteaux,

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 :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% b \cdot S_t \dots\dots(6.4)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% b \cdot S_t \dots\dots(6.5)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Avec interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Ø minimums.

6.1.2. Calcul du ferraillage

• **Les armatures longitudinales**

Les étapes de calcul en flexion composée sont comme suit :

Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$, alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$, il faut vérifier en plus l'inégalité (6.6)

$$(d - c) N_u - M_f \leq 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} b h^2 f_{bc} \dots\dots (6.6)$$

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 : $\mu_b < \mu_1$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots\dots(6.9)$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots(6.10)$$

Lorsque : $\mu_b > \mu_1$

$$A_s = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c' \sigma_s} \dots\dots(6.11)$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots(6.12)$$

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 :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots(6.14)$$

Si l'inégalité (6.8) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d - c') N_u - M_f \geq 0.5 - \frac{c'}{h} b h^2 f_{bu} \dots\dots (6.15)$$

Si l'inégalité (6.17) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - d - 0.5 h b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \dots\dots (6.16)$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s' \dots\dots(6.17)$$

Si l'inégalité (6.17) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0 \dots\dots(6.18)$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N d - c' - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots\dots(6.19)$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure :

Tableau 6.1 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

section	sollicitation	b	h	N	M	f_{bc}	σ_{st}	e	h/2-c	Obs	μ	Obs ₂	β	As'	As	A _{min}	Choix armatures	A _{adopté}
		(m)	(m)	(Kn)	(Kn.m)	(kn/m ²)	(Kn/cm ²)	(m)	(m)					(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
Zone1 (50*55)	ELU	0,5	0,55	1788,14	0,045	14200	34,8	0,0000	0,255	SPC	0,2287	SSA	0,8683	/	(0)	22	8HA20	25.1
	GQEX	0,5	0,55	1,9	1,789	21740	40	0,9416	0,255	SPC	0,0007	SSA	0,9996	/	0,06	22		
	GQEY	0,5	0,55	1031,56	39,527	21740	40	0,0383	0,255	SPC	0,0991	SSA	0,9477	/	(0)	22		
Zone2 (45*50)	ELU	0,45	0,5	1522,94	0,22	14200	34,8	0,0001	0,23	SPC	0,2381	SSA	0,8619	/	(0)	18	4HA16+4 HA20	20.61
	GQEY	0,45	0,5	2	7,12	21740	40	3,5600	0,23	SPC	0,0034	SSA	0,9983	/	0,35	18		
	GQEY	0,45	0,5	319,13	45,667	21740	40	0,1431	0,23	SPC	0,0528	SSA	0,9729	/	(0)	18		
Zone3 (40*45)	ELU	0,4	0,45	1270,47	0,404	14200	34,8	0,0003	0,205	SPC	0,2484	SSA	0,8547	/	(0)	14,4	8HA16	16.08
	GQEY	0,4	0,45	1,67	17,608	21740	40	10,5437	0,205	SPC	0,0112	SSA	0,9944	/	1,01	14,4		
	GQEY	0,4	0,45	551,72	48,609	21740	40	0,0881	0,205	SPC	0,1006	SSA	0,9469	/	(0)	14,4		
Zone4 (35*40)	ELU	0,35	0,4	754,94	1,013	14200	34,8	0,0013	0,18	SPC	0,1908	SSA	0,8932	/	(0)	11,2	8HA14	12.32
	8GEX	0,35	0,4	0,06	0,323	21740	40	5,3833	0,18	SPC	0,0003	SSA	0,9998	/	0,02	11,2		
	GQEY	0,35	0,4	244,27	44,072	21740	40	0,1804	0,18	SPC	0,0801	SSA	0,9582	/	(0)	11,2		
Zone5 (30*35)	ELU	0,3	0,35	303,44	12,925	14200	34,8	0,0426	0,155	SPC	0,1292	SSA	0,9306	/	(0)	8,4	4HA12+4 HA14	10.68
	GQEX	0,3	0,35	0,01	1,65	21740	40	165,0000	0,155	SPC	0,0023	SSA	0,9988	/	0,13	8,4		
	GQEY	0,3	0,35	71,48	39,387	21740	40	0,5510	0,155	SPC	0,0711	SSA	0,9631	/	2,18	8,4		

Tableau 6.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

section	sollicitation	b	h	N	M	f_{bc}	σ_{st}	e	h/2-c	Obs	μ	Obs2	β	As'	As	A _{min}	Choix armatures	A _{adopté}
		(m)	(m)	(kN)	(kN.m)	kN/m ²	(kN/cm ²)	(m)	(m)					(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
Zone1 (50*55)	ELU	0,5	0,55	1788,14	1,47	14200	34,8	0,0008	0,255	SPC	0,2294	SSA	0,8679	/	(0)	22	8HA20	25.1
	GQEX	0,5	0,55	1,9	36,564	21740	40	19,2442	0,255	SPC	0,0121	SSA	0,9939	/	1,71	22		
	GQEX	0,5	0,55	614,73	54,781	21740	40	0,0891	0,255	SPC	0,0693	SSA	0,9641	/	(0)	22		
Zone2 (45*50)	ELU	0,45	0,5	1522,94	5,248	14200	34,8	0,0034	0,23	SPC	0,2415	SSA	0,8595	/	(0)	18	4HA16+4 HA20	20.61
	GQEY	0,45	0,5	2	0,551	21740	40	0,2755	0,23	SPC	0,0004	SSA	0,9998	/	0,00	18		
	GQEX	0,45	0,5	636,19	44,177	21740	40	0,0694	0,23	SPC	0,0845	SSA	0,9558	/	(0)	18		
Zone3 (40*45)	ELU	0,4	0,45	1270,47	7,459	14200	34,8	0,0059	0,205	SPC	0,2551	SSA	0,8499	/	(0)	14,4	8HA16	16.08
	GQEY	0,4	0,45	1,67	5,611	21740	40	3,3599	0,205	SPC	0,0037	SSA	0,9981	/	0,31	14,4		
	GQEX	0,4	0,45	388,7	65,024	21740	40	0,1673	0,205	SPC	0,0900	SSA	0,9528	/	(0)	14,4		
Zone4 (35*40)	ELU	0,35	0,4	754,94	11,767	14200	34,8	0,0156	0,18	SPC	0,2057	SSA	0,8836	/	(0)	11,2	8HA14	12.32
	8GEX	0,35	0,4	0,06	11,185	21740	40	186,4167	0,18	SPC	0,0102	SSA	0,9949	/	0,74	11,2		
	8GEX	0,35	0,4	151,32	25,657	21740	40	0,1696	0,18	SPC	0,0481	SSA	0,9753	/	(0)	11,2		
Zone5 (30*35)	ELU	0,3	0,35	303,44	0,577	14200	34,8	0,0019	0,155	SPC	0,1026	SSA	0,9457	/	(0)	8,4	4HA12+4 HA14	10.68
	GQEY	0,3	0,35	0,01	1,959	21740	40	195,9000	0,155	SPC	0,0028	SSA	0,9986	/	0,15	8,4		
	GQEX	0,3	0,35	108,21	39,498	21740	40	0,3650	0,155	SPC	0,0792	SSA	0,9587	/	1,74	8,4		

- **Les armatures transversales**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau. Leur but essentiel :

- reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$.

Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

- **Espacement des armatures transversales** (Art A8.1.3/ BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min 15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm} \dots\dots\dots(6.22)$$

Avec

a : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min 15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min 10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min 10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

6.1.3. Vérification à l'état limite ultime

a. Vérification de la quantité d'armatures minimale

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7 \times Lf \dots\dots (6.23)$$

$$\text{Poteau de } (50 \times 55) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} 0.7 \times 350 = 16.97 > 5$$

$$\text{Poteau de } (45 \times 50) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} 0.7 \times 357 = 19.24 > 5$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} 0.7 \times 306 = 18.55 > 5$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} 0.7 \times 306 = 21.20 > 5$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} 0.7 \times 306 = 24.73 > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%b.S_t$$

Zone courante (St= 15)

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 2.25 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Zone nodale (St= 10)

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Nous avons alors : $A_{\min} < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$, donc la condition est vérifiée.

b. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

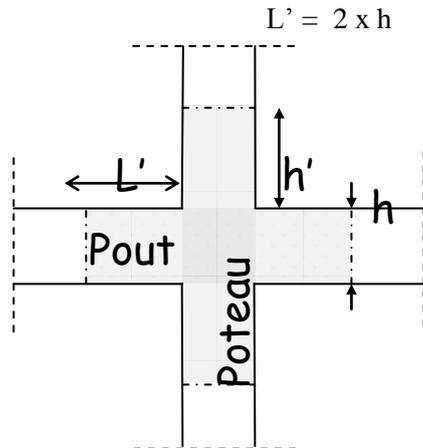


Figure 6.1 : Délimitation de la zone nodale

$$h' = \text{max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{357-20}{6}; 50; 55; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (56.17; 50; 55; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$\text{PP} \longrightarrow L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{PS} \longrightarrow L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

c. Longueur de recouvrement

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$L_t = 50\phi_t = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

d. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

avec

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \dots \dots (6.24)$$

$$\tau_{bu} = \min \left(\frac{0.2 f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats de ces vérifications est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau 6.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Zones	Section	V _u	b	d	τ _b	τ _{bu}	Obs
Zone 1	50x55	39890	500	530	0.1505283	3.33	CV
Zone 2	45x50	27140	450	480	0.1256481	3.33	CV
Zone 3	40x45	43300	400	430	0.2517442	3.33	CV
Zone 4	35x40	34970	350	380	0.2629323	3.33	CV
Zone 5	30x35	27570	300	330	0.2784848	3.33	CV

6.1.4. Vérification à de l'état limite de service

a. Vérification de la condition de non fragilité (Article A.4.2.1 du BAEL91 modifié 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \dots \dots (6.25)$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans les tableaux qui suivent

- Sens longitudinal

Tableau 6.4: Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	N _{ser}	M _{ser}	e _s	h/6	A _{min} (CNF) cm ²	A _{adopté} cm ²	Obs
zone 1	N _{max} = -1293,17	M _{corr} = 0,029	-0,000022	0,0916667	6,9698561	30,91	CV
	N _{min} = -423,88	M _{corr} = -0,05	0,000117958	0,0916667	6,9762823		CV
	N _{corr} = -645,5	M _{max} = 23,832	-0,03692022	0,0916667	5,7747879		CV
zone 2	N _{max} = 1103,67	M _{corr} = 0,152	-0,00013772	0,0833333	5,6145846	25,13	CV
	N _{min} = -318,48	M _{corr} = -0,067	0,000210374	0,0833333	5,6289669		CV
	N _{corr} = -837,38	M _{max} = 30,183	0,036044568	0,0833333	8,3408683		CV
zone 3	N _{max} = -923,5	M _{corr} = 0,283	-0,00030644	0,075	4,4036857	20,6	CV
	N _{min} = -169,62	M _{corr} = -0,025	0,000147388	0,075	4,4203005		CV
	N _{corr} = -736,35	M _{max} = 20,658	0,028054594	0,075	6,127879		CV
zone 4	N _{max} = -549,02	M _{corr} = 0,72	-0,00131143	0,0666667	3,3135096	12,32	CV
	N _{min} = -59,8	M _{corr} = -0,016	0,000267559	0,0666667	3,3633567		CV
	N _{corr} = -145,9	M _{max} = -13,3	0,091158328	0,0666667	-2,579721		CV
zone 5	N _{max} = -221,34	M _{corr} = 9,383	-0,0423918	0,0583333	1,7982434	10,68	CV
	N _{min} = 0,06	M _{corr} = 0,019	0,316666667	0,0583333	0,7355143		CV
	N _{corr} = -43,01	M _{max} = 17,713	-0,41183446	0,0583333	1,1735656		CV

- Sens transversal

Tableau 6.5: Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	N _{ser}	M _{ser}	e _s	h/6	A _{min} (CNF) cm ²	A _{adopté} cm ²	Obs
zone 1	N _{max} =-1293,17	M _{corr} = -1,06	-0,00081969	0,0916667	6,9336131	30,91	CV
	N _{min} =-423,88	M _{corr} = -0,281	0,000662923	0,0916667	7,0014989	30,91	CV
	N _{corr} = -671,16	M _{max} = 3,77	-0,00561714	0,0916667	6,7285587	30,91	CV
zone 2	N _{max} = 1103,67	M _{corr} = -3,77	0,003415876	0,0833333	5,7675902	25,13	CV
	N _{min} = -318,48	M _{corr} = -0,107	0,000335971	0,0833333	5,6341872	25,13	CV
	N _{corr} = -835,25	M _{max} = 5,763	-0,00689973	0,0833333	5,3581772	25,13	CV
zone 3	N _{max} = -923,5	M _{corr} = 5,377	0,005822415	0,075	4,6478118	21,3	CV
	N _{min} = -169,62	M _{corr} = 0,074	-0,00043627	0,075	4,398972	21,3	CV
	N _{corr} = -519,15	M _{max} = 12,877	-0,02480401	0,075	3,7421285	21,3	CV
zone 4	N _{max} = -549,02	M _{corr} = -8,522	0,015522203	0,0666667	4,0229918	14,2	CV
	N _{min} = -59,8	M _{corr} = 0,209	-0,00349498	0,0666667	3,248595	14,2	CV
	N _{corr} = -271,17	M _{max} = 17,341	-0,06394881	0,0666667	2,3519679	14,2	CV
zone 5	N _{max} = -221,34	M _{corr} = 0,397	-0,00179362	0,0583333	2,3920953	10,68	CV
	N _{min} =0,06	M _{corr} = 0,222	3,7	0,0583333	0,9940596	10,68	CV
	N _{corr} = -121,03	M _{max} = 17,812	-0,14717012	0,0583333	1,3854162	10,68	CV

b. Vérification de l'état limite de compression du béton (Article 4.5.2/ BAEL 91 modifié 99)

Nous devons déterminer les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

La contrainte admissible de l'acier

$$\sigma_s \leq \sigma_s$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots (6.26)$$

La contrainte admissible du béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots (6.27)$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Sens transversal

Tableau 6.6 : Vérification de la condition non-fragilité suivant (x-x)

Zone	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_s (MPa)	obs
zone1	$N_{max} = -293,17$	$M_{corr} = 0,029$	-0,000022	0,0916667	SEC	0.97	0.97	15	CV	14.5	14.5	348	CV
	$N_{min} = -423,88$	$M_{corr} = -0,05$	0,000117958	0,0916667	SEC	1.4	1.4	15	CV	2.1	20.9	348	CV
	$N_{corr} = -645,5$	$M_{max} = 23,832$	-0,03692022	0,0916667	SEC	2.88	42.3	15	CV	2.88	1.38	348	CV
zone 2	$N_{max} = 1103,67$	$M_{corr} = 0,152$	-0,00013772	0,0833333	SEC	4.42	4.41	15	CV	66.3	66.2	348	CV
	$N_{min} = -318,48$	$M_{corr} = -0,067$	0,000210374	0,0833333	SEC	1.28	1.27	15	CV	19.2	19.1	348	CV
	$N_{corr} = -837,38$	$M_{max} = 30,183$	0,036044568	0,0833333	SEC	4.61	2.09	15	CV	67.6	32.9	348	CV
zone 3	$N_{max} = -923,5$	$M_{corr} = 0,283$	-0,00030644	0,075	SEC	4.68	4.65	15	CV	70.2	69.7	348	CV
	$N_{min} = -169,62$	$M_{corr} = -0,025$	0,000147388	0,075	SEC	0.86	0.85	15	CV	12.9	12.8	348	CV
	$N_{corr} = -736,35$	$M_{max} = 20,658$	0,028054594	0,075	SEC	4.94	2.49	15	CV	72.5	39	348	CV
Zone 4	$N_{max} = -549,02$	$M_{corr} = 0,72$	-0,00131143	0,0666667	SEC	3.63	3.51	15	CV	54.4	52.7	348	CV
	$N_{min} = -59,8$	$M_{corr} = -0,016$	0,000267559	0,0666667	SEC	0.39	0.39	15	CV	5.85	5.81	348	CV
	$N_{corr} = -145,9$	$M_{max} = -13,3$	0,091158328	0,0666667	SPC	2.11	0	15	CV	29.9	1.82	348	CV
zone 5	$N_{max} = -221,34$	$M_{corr} = 9,383$	-0,0423918	0,0583333	SEC	3.08	0.69	15	CV	44.1	12.4	348	CV
	$N_{min} = 0,06$	$M_{corr} = 0,019$	0,316666667	0,0583333	SPC	0	0	15	CV	0.05	-0.09	348	CV
	$N_{corr} = -43,01$	$M_{max} = 17,713$	-0,41183446	0,0583333	SPC	3.57	0	15	CV	44.6	-94.4	348	CV

- Sens transversal

Tableau 6.7 : Vérification de la condition non-fragilité suivant (y-y)

Zones	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_s (MPa)	obs
zone 1	$N_{max} = -1293,17$	$M_{corr} = -1,06$	-0.00081969	0.0916667	SEC	4.23	4.3	15	CV	63.5	64.4	348	CV
	$N_{min} = -423,88$	$M_{corr} = -0,281$	-0.00066292	0.0916667	SEC	1.39	1.41	15	CV	20.8	21.1	348	CV
	$N_{corr} = -671,16$	$M_{max} = 3,77$	0.00610863	0.0916667	SEC	2.33	2.09	15	CV	34.8	31.6	348	CV
zone 2	$N_{max} = -1103,67$	$M_{corr} = -3,77$	-0.00341588	0.0833333	SEC	4.26	4.57	15	CV	64.1	68.4	348	CV
	$N_{min} = -318,48$	$M_{corr} = -0,107$	-0.00033597	0.0833333	SEC	1.27	1.28	15	CV	19.1	19.2	348	CV
	$N_{corr} = -835,25$	$M_{max} = 5,763$	0.00689973	0.0833333	SEC	3.58	3.1	15	CV	53.5	46.8	348	CV
zone 3	$N_{max} = -923,5$	$M_{corr} = 5,377$	-0.00582241	0.075	SEC	4.34	4.98	15	CV	65.6	74.3	348	CV
	$N_{min} = -169,62$	$M_{corr} = 0,074$	0.00043627	0.075	SEC	0.86	0.85	15	CV	12.9	12.8	348	CV
	$N_{corr} = -519,15$	$M_{max} = 12,877$	0.02480401	0.075	SEC	3.38	1.86	15	CV	49.7	28.9	348	CV
zone 4	$N_{max} = -549,02$	$M_{corr} = -8,522$	-0.0155222	0.0666667	SEC	2.83	4.3	15	CV	43.6	63.5	348	CV
	$N_{min} = -59,8$	$M_{corr} = 0,209$	0.00349498	0.0666667	SEC	0.41	0.37	15	CV	6.07	5.59	348	CV
	$N_{corr} = -271,17$	$M_{max} = 17,341$	0.06394881	0.0666667	SEC	3.26	0.26	15	CV	46.7	6.22	348	CV
zone 5	$N_{max} = -221,34$	$M_{corr} = 0,397$	0.00179362	0.0583333	SEC	1.68	1.59	15	CV	25.2	24	348	CV
	$N_{min} = 0,06$	$M_{corr} = 0,222$	3.7	0.0583333	SPC	0.04	0	15	CV	0.44	1.68	348	CV
	$N_{corr} = -121,03$	$M_{max} = 17,812$	0.14717012	0.0583333	SPC	3.35	0	15	CV	45.2	33.6	348	CV

→ Le plan de ferrailage est en annexe

6.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU avec les sollicitations les plus défavorables. Déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{array} \right. \Longrightarrow \text{RPA99 modifié 2003}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{array} \right. \Longrightarrow \text{BAEL91 modifié 99}$$

6.2.1. Recommandations du RPA99

a. Armatures longitudinales (RPA 99, art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$.

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

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.

- Poutres principales :

$$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- Poutre secondaire :

$$A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

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

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \dots \dots (6.28)$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \frac{h}{4}, 12\Phi \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

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 :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \dots \dots (6.30)$$

Avec

M_u : moment de flexion supporté par la section,

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation courante)}$$

$$\left. \begin{aligned} f_{bu} &= \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta} = 18.48 \text{ MPa.} \\ \theta &= 1, \\ \gamma_b &= 1.15 \text{ (Situation accidentelle)} \end{aligned} \right\}$$

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)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \dots\dots(6.31)$$

A_{st} : Section d'acier tendue,

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa, } \gamma_b = 1.15 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa, } \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

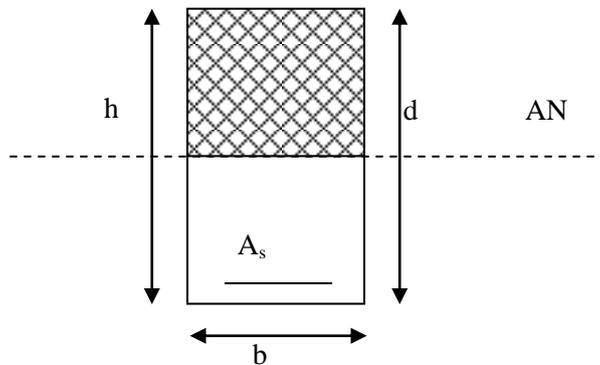


Figure 6.2 : Section rectangulaire simplement armée

– 2^{eme} cas

$\mu > \mu_1$, 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.

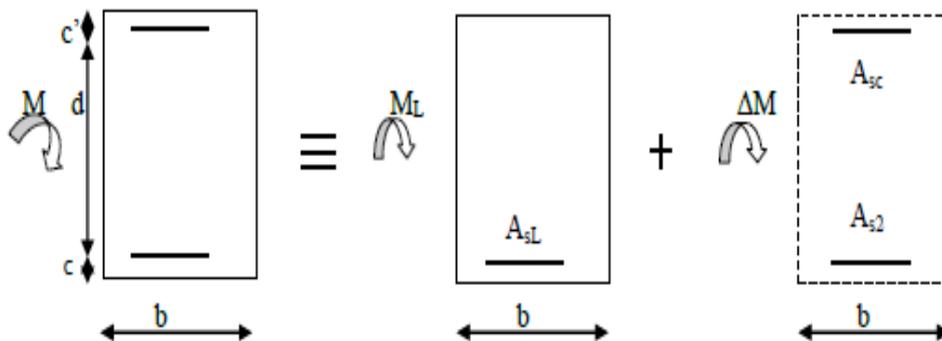


Figure 6.3: Section rectangulaire doublement armée

On calcul :

$$M_L = \mu_l b d^2 f_{bc} \dots\dots(6.32)$$

$$\Delta M = M_u - M_L \dots\dots(6.33)$$

avec

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c'} \sigma_s \dots\dots(6.34)$

- Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{d - c'} \sigma_s \dots\dots(6.35)$

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 6.8** : Section des armatures des poutres principales en travée

zones	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{min} CNF	A_{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
zone 1	41.103	0.061612	SSA	0.96818166	3.21	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 2	53.587	0.080325	SSA	0.95808028	3.68	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 3	66.253	0.099311	SSA	0.94759872	4.60	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 4	61.91	0.092801	SSA	0.95122013	4.28	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone5	48.228	0.072292	SSA	0.96244352	3.30	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01

b. Armatures aux appuis**Tableau 6.9** : Section des armatures des poutres principales aux appuis

zones	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{min} CNF	A_{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
zone 1	55.28	0.082863	SSA	0.95669319	4.37	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 2	67.552	0.101258	SSA	0.94650984	4.70	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 3	88.325	0.132396	SSA	0.92872142	6.26	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone 4	87.699	0.131458	SSA	0.92926825	6.21	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01
zone5	79.058	0.118505	SSA	0.9367465	5.55	1.15	5.00	3HA12+3HA14	8.01

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 6.10** : Section des armatures des poutres secondaires en travée

zones	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{min} CNF	A_{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
zone 1	21.434	0.07397	SSA	0.96153552	1.99	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 2	35.55	0.122685	SSA	0.93434719	3.40	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 3	48.75	0.168239	SSA	0.90728432	4.80	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 4	49.89	0.172173	SSA	0.90486222	4.80	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone5	43.238	0.149217	SSA	0.91879783	4.20	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78

b. Armatures aux appuis

Tableau 6.11: Section des armatures des poutres secondaires aux appuis

zones	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s calculé	A _{min} CNF	A _{min} RPA	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
zone 1	23.47	0.080996	SSA	0.95771373	2.19	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 2	39.065	0.134815	SSA	0.92730815	3.76	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 3	54.2	0.187047	SSA	0.89557097	5.40	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone 4	55.45	0.191361	SSA	0.89283518	5.55	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78
zone5	52.106	0.179821	SSA	0.90011204	5.17	0.68	3.00	3HA12+3HA12	6.78

6.2.3. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99)

$$A_{\min, \text{calculés}} < A_s$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \dots (6.36)$$

Poutres principales (25*40) : A_{min} = 1.15cm²

Poutre secondaires (20*30) : A_{min} = 0.68 cm²

A_{min, calculés} < A_s, donc la condition est vérifiée

b. Vérification de l'effort tranchant (Article A.5.1.21 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \dots (6.37)$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5MPa \right) = 3.33 MPa$$

– Pour les poutres transversales

$$T_u^{max} = 94.37 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{94.37 \times 1000}{250 \times 380} = 0.99 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.99 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$, donc la condition est vérifiée.

– Pour les poutres longitudinales

$$T_u^{max} = 73.49 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{73.49 \times 1000}{200 \times 280} = 1.31 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$, donc la condition est vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Article A.5.1.32 du BAEL91, modifié 99)

$$T_u \leq T_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots (6.38)$$

– Pour les poutres transversales

$T_u = 94.37 \text{ kN} < T_u = 570 \text{ kN}$, la condition est vérifiée.

– Pour les poutres longitudinales

$T_u = 73.49 \text{ kN} < T_u = 336 \text{ kN}$, la condition est vérifiée

d. Influence de l'effort T_u sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} V_u + \frac{M_u}{0.9d} \dots\dots (6.39)$$

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Pour les poutres principales : $V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 94.37 - \frac{88.325}{0.9 \times 0.38} = -163.89 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 73.49 - \frac{55.45}{0.9 \times 0.28} = -146.55 < 0$

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence aux appuis (Article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d U_i} \leq \tau_{se} \dots\dots\dots(6.40)$$

avec

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres,

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

– Pour les poutres transversales :

$$\tau_{se} = \frac{94.37 \times 1000}{0.9 \times 244.92 \times 380} = 1.12 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

– Pour les poutres longitudinales :

$$\tau_{se} = \frac{73.49 \times 1000}{0.9 \times 226.08 \times 280} = 1.28 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

f. Calcul de la longueur de scellement des barres (Article A.6.1.23 du BAEL91, modifié 99)

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \emptyset \dots\dots\dots(3.41)$$

Pour $\emptyset = 1.4 \text{ cm}$, $L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.38 \text{ cm}$

Pour $\emptyset = 1.2 \text{ cm}$, $L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

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)

Pour $\emptyset = 1.4 \text{ cm}$, $L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

Pour $\emptyset = 1.2 \text{ cm}$, $L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.96 \text{ cm}$

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \dots\dots\dots(6.42)$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \dots\dots\dots(6.43)$$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \dots\dots\dots(6.44)$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

1) Vérification du ferrailage des poutres secondaires

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.12, 6.13 qui suivent :

Tableau 6.12 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis

zones	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	obs
zone1	5.532	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	34.24	1.84496	15	vérifiée
zone2	5.673	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	35.12	1.89198	15	vérifiée
zone3	17.372	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	107.5	5.79368	15	vérifiée
zone4	24.26	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	150.2	8.09088	15	vérifiée
zone5	25.842	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	160	8.61848	15	vérifiée

Tableau 6.13 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travée

zones	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	obs
zone1	3.563	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	22.05	1.18828	15	vérifiée
zone2	8.396	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	51.97	2.80012	15	vérifiée
zone3	14.546	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	90.04	4.85119	15	vérifiée
zone4	20.464	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	126.7	6.82488	15	vérifiée
zone5	21.661	6.78	1.21071429	0.851	0.447	18.56	134.1	7.22409	15	vérifiée

2) Vérification du ferrailage des poutres principales

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux 6.42, 6.15 qui suivent :

Tableau 6.14 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis

zones	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	obs
zone1	39.287	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	148.6	6.41283	15	vérifiée
zone2	40.59	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	153.5	6.62552	15	vérifiée
zone3	38.291	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	144.8	6.25025	15	vérifiée
zone4	41.464	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	156.8	6.76818	15	vérifiée
zone5	43.46	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	164.4	7.09399	15	vérifiée

Tableau 6.15 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travée

zones	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	α_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	obs
zone1	29.208	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	110.5	4.76763	15	vérifiée
zone2	29.616	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	112	4.83423	15	vérifiée
zone3	23.021	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	87.07	3.75772	15	vérifiée
zone4	23.447	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	88.68	3.82726	15	vérifiée
zone5	25.039	8.01	0.84284211	0.869	0.393	23.17	94.7	4.08712	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, nous disposons du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$f < f = \frac{L}{500} \dots \dots (6.45)$$

L : la portée entre nus d'appuis.

- Sens transversal :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS \longrightarrow $f = 0.194$ cm

$$f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$0.194 \text{ cm} < 0.84 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- Sens longitudinal

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS \longrightarrow $f = 0.303$ cm

$$f = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{ cm}$$

$0.303 \text{ cm} < 0.62 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

\longrightarrow Le plan de ferrailage est en annexe

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 5 zones :

- Zone 1 : sous-sol.
- Zone 2 : RDC.
- Zone 3 : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- Zone 4 : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.
- Zone 5 : 7^{ème} et Terrasse.

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 voiles

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).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \dots \dots (6.46)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \dots \dots (6.47)$$

avec

B : section du voile,

$$B = e \times L \dots \dots \dots (6.48)$$

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 σ_{\max} et σ_{\min} 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):

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots \dots (6.49)$$

avec

h_e : hauteur d'étage,

L_c : longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \dots \dots \dots (6.50)$$

L_t : longueur de la zone tendue,

$$L_t = L - L_c \dots \dots \dots (6.51)$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \dots\dots (6.52)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e \dots\dots (6.53)$$

e : épaisseur du voile.

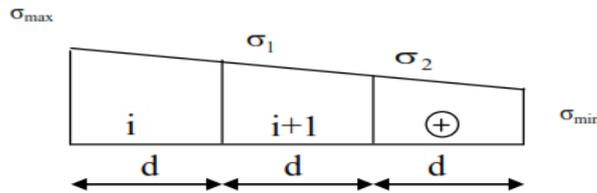


Figure 6.14 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L \times e \dots\dots (6.54)$$

L : longueur du voile.

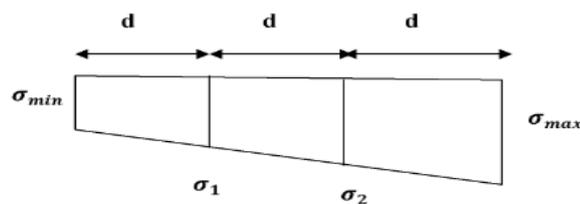


Figure 6.15 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

- **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \dots\dots (6.55)$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \dots\dots (6.56)$$

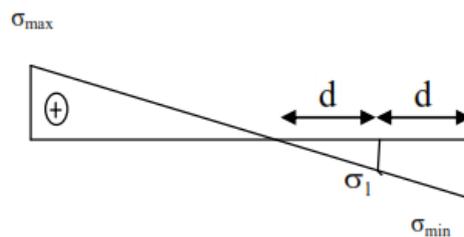


Figure 6.16 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

2) **Calcul des armatures**

a. **Armatures verticales**

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \dots\dots (6.57)$$

B : Section du tronçon considéré,

$$B = d \times e, \dots\dots (6.58)$$

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**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \dots \dots \dots (6.59)$$

avec

σ_s : 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 10 ϕ .
 - $A_H \geq 0.15\% B$.
 - 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) :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \dots \dots (6.60)$$

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)

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots (6.61)$$

donc

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \dots \dots (6.62)$$

- **Section partiellement comprimée**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots (6.63)$$

- 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 (6.64) :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \dots \dots (6.64)$$

avec :

$$V = 1.4 V_u \dots \dots (6.65)$$

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 doit être 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 20 cm :

$$\Phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

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 :

$$St \leq \min \left\{ 1.5 e; 30 \text{ cm} \right\}$$

Dans notre cas $St \leq \min (1.5*20= 30 \text{ cm} ; 30\text{cm}) \iff S_t \leq 30 \text{ cm.}$

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 :

$$\tau_b = \frac{V}{e.d} \leq \tau_b \dots \dots (6.66)$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$V = 1.4 V_u \dots \dots (6.67)$$

Avec :

e : épaisseur du voile,

d: hauteur utile (d=0.9h),

h : hauteur total de la section brute (longueur du voile).

- Selon le BAEL 91/modifiée99 à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

avec

e : épaisseur du voile.

b. Vérifications à L'ELS

Pour cette étape nous vérifions que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15 A} \leq \sigma_{bc} \dots \dots (6.68)$$

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

avec :

Ns=donné par l'ETABS ,

B : section du béton,

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

6.3.3. Exemple de calcul

1) Calcul des sollicitations

Nous prenons en considération le Voile VL1 de la zone I (représenté dans le plan).

La combinaison G+Q+E et l'ELU nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{\max} = 5496.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8393.2 \text{ kN/m}^2.$$

avec:

$$L = 1.2 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}, h_c = 3.5 \text{ m}, B = 0.24 \text{ m}^2, I = 0.029 \text{ m}^4, V = V' = 0.6 \text{ m}.$$

Le voile est partiellement comprimé.

➤ Calcul de L_c et L_t

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5496.43}{5496.43 + 8393.2} \times 1.2 = 0.47 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.2 - 0.47 = 0.73 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{3.50}{2}; \frac{2 \times 0.47}{3} \right\} = \min (1.75; 0.32)$$

$$d = 0.32 \text{ m}$$

➤ Calcul de N_1 et de N_2

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \times (L_t - d) = \frac{-8393.2 \times 0.41}{0.73} = -4728.91 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8393.2 + 4728.91}{2} \times 0.32 \times 0.2 = 415.42 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4728.91}{2} \times 0.32 \times 0.2 = 149.71 \text{ kN}$$

2) Calcul des armatures

a. Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{415.42}{400} \times 10 = 10.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{149.71}{400} \times 10 = 3.74 \text{ cm}^2$$

b. Armatures de coutures

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } V = 1.4 V_u$$

$$A_{Vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 391.76 \times 10}{400} = 15.08 \text{ cm}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 14.16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.51 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0.2\% B; \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$B = d \times e = 0.32 \times 0.2 \text{ m}^2 = 0.064 \text{ m}^2 = 640 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max (1.27; 3.32; 0.76) = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage comme suit :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

➤ Bande 1

$$2 \times 4 \text{ HA}16 = 16.07 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ Bande 2

$$2 \times 2HA16 = 8.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 18 \text{ cm}$$

d. Armatures horizontales

$$A_H = \frac{A_v}{4} = + \frac{16.07 + 8.03}{4} = \frac{24.1}{4} = 6.03 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = \max \left\{ 6.03, 3.6 \right\} = 6.03 \text{ cm}^2$$

soit :

$$8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{de} = \frac{1.4 \times 391760}{0.9 \times 1200 \times 200} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.54 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Selon le BAEL modifié 99 (Art 5.1.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{391760}{0.9 \times 1200 \times 200} = 1.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} = \frac{3294.31 \times 10^3}{0.24 \times 10^6 + 15 \times 24.1 \times 10^2} = 11.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.93 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Le résultat des ferrailages des voiles est donné dans les tableaux qui suivent :

Tableau 6.16 : Ferraillage du voile longitudinal VL1

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5		
caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2		
	he (m)	3.50	3.57	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20		
	B (m ²)	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24		
	I (m ⁴)	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029		
	V (m)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400	400	400		
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0		
	σmax (KN/m ²)	5496.43	2642.55	1043.78	816.47	1642.39		
	σmin (KN/m ²)	-8393.20	-5298.49	-4158.46	-3791.60	-3029.74		
	T (KN)	391.76	303.23	276.86	233.55	152.28		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	3294.31	2963.30	2690.94	1716.40	669.44		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.47	0.40	0.24	0.21	0.42		
	Lt (m)	0.73	0.80	0.96	0.99	0.78		
	d (m)	0.32	0.27	0.16	0.14	0.28		
	Lt-d (m)	0.41	0.53	0.80	0.85	0.50		
	σ1 (KN/m ²)	-4728.91	-3536.79	-3462.61	-3247.29	-1934.81		
	N1 (KN)	415.42	235.21	122.33	99.77	139.61		
	N2 (KN)	149.71	94.16	55.58	46.03	54.41		
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	3.32	2.80	1.69	1.49	2.95
			0,002.Bt [2]	1.27	1.06	0.64	0.57	1.12
			0.23*B*ft28/fe [3]	0.76	0.64	0.39	0.34	0.68
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			3.32	2.80	1.69	1.49	2.95	
Av1 (cm ²)		Nu1/σst [5]	10.39	5.88	3.06	2.49	3.49	
		max ([4] ; [5])	10.39	5.88	3.06	2.49	3.49	
Av2 (cm ²)		Nu2/σst [6]	3.74	2.35	1.39	1.15	1.36	
		max ([4] ; [6])	3.74	2.80	1.69	1.49	2.95	
Avj (cm ²)		15.08	11.67	10.66	8.99	5.86		
Bande1		A1 (cm ²)	14.16	8.80	5.72	4.74	4.96	
		Choix des barres	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14	
		sections adoptées (cm ²)	16.07	12.3	12.3	12.30	12.30	
Bande2		A2 (cm ²)	7.51	5.27	4.05	3.40	2.83	
		Choix des barres	2x2HA16	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA14	
		sections adoptées (cm ²)	8.03	6.15	6.15	6.15	6.15	
St		Bande 1	10	10	10	10	10	
		Bande 2	18	18	18	18	18	
armatures horizontales (cm ²)		RPA99	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	
		BAEL91	6.03	4.61	4.61	4.61	4.61	
		choix /ml	8HA10	8HA11	8HA12	8HA13	8HA14	
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2.54	1.97	1.79	1.51	0.99	
		BAEL91: τu (max) = 2.5MPa	1.81	1.40	1.28	1.08	0.71	

	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	11.93	11.07	10.05	6.41	2.50
--	-----	--------------------------------------	-------	-------	-------	------	------

Tableau 6.17 : Ferrailage du voile longitudinal VL2

		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
L (m)		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
he (m)		3.50	3.57	3.06	3.06	3.06
ep (m)		0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
B (m ²)		0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
I (m ⁴)		0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
V (m)		0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
ft28 (MPa)		2.10	2.10	2.10	2.10	2.10
fe (MPa)		400	400	400	400	400
σst (MPa)		400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
σmax (KN/m ²)		3090.75	516.98	557.98	842.59	2078.66
σmin (KN/m ²)		-7394.37	-5613.01	-5733.56	-3921.21	-2800.33
T (KN)		90.80	64.14	104.08	94.89	71.33
Nser (KN)		2678.73	2423.36	2176.66	1351.21	542.21
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
Lc (m)		0.24	0.07	0.07	0.14	0.34
Lt (m)		0.56	0.73	0.73	0.66	0.46
d (m)		0.16	0.04	0.05	0.09	0.23
Lt-d (m)		0.41	0.69	0.68	0.56	0.23
σ1 (KN/m ²)		-5333.87	-5268.36	-5361.57	-3359.48	-1414.56
N1 (KN)		200.10	48.94	52.48	68.68	95.77
N2 (KN)		83.86	23.70	25.36	31.69	32.14
Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	1.65	0.47	0.50	0.99	2.39
	0,002.Bt [2]	0.63	0.18	0.19	0.38	0.91
	0.23*B*ft28/fe [3]	0.38	0.11	0.11	0.23	0.55
	max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	1.65	0.47	0.50	0.99	2.39
Av1 (cm ²)	N1/σst [5]	5.00	1.22	1.31	1.72	2.39
	max ([4] ; [5])	5.00	1.22	1.31	1.72	2.39
Av2 (cm ²)	N2/σst [6]	2.10	0.59	0.63	0.79	0.80
	max ([4] ; [6])	2.10	0.59	0.63	0.99	2.39
Avj (cm ²)		3.50	2.47	4.01	3.65	2.75
Bande1	A1 (cm ²)	5.88	1.84	2.31	2.63	3.08
	Choix des barres	2x4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
	sections adoptées (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
Bande2	A2 (cm ²)	2.97	1.21	1.64	1.71	1.49
	Choix des barres	2X2HA12	2X2HA12	2X2HA12	2X2HA12	2X2HA12
	sections adoptées (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
St	Bande1	7	7	7	7	7
	Bande2	12	12	12	12	12
armatures horizontales (cm ²)	RPA99	2.40	2.40	2.40	2.40	2.40
	BAEL91	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	choix /ml	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Cisaillement	RPA99: $\tau_{b(\max)} = 5 \text{ PMA}$	0.88	0.62	1.01	0.92	0.69
	BAEL91: $\tau_{(\max)} = 3.26 \text{ MPa}$	0.63	0.45	0.72	0.66	0.50

ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	14.32	12.95	11.63	7.22	2.90
-----	--------------------------------------	-------	-------	-------	------	------

Tableau 6.18 : Ferraillage du voile longitudinal VL3

		Zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5	
caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	
	he (m)	3.50	3.57	3.06	3.06	3.06	
	ep (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	
	I (m ⁴)	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089	
	V (m)	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	
	fe (MPa)	400	400	400	400	400	
	σ_{st} (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0	
	σ_{\max} (KN/cm ²)	3734.66	516.98	794.57	842.59	2078.66	
	σ_{\min} (KN/cm ²)	-7211.53	-5613.01	-3478.00	-3921.21	-2800.33	
	T (KN)	311.05	64.14	307.78	95.40	71.33	
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	673.79	608.69	543.78	360.75	148.88	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0.60	0.15	0.33	0.31	0.75	
	Lt (m)	1.15	1.60	1.42	1.44	1.00	
	d (m)	0.40	0.10	0.22	0.21	0.50	
	Lt-d (m)	0.75	1.50	1.21	1.23	0.51	
	σ_1 (KN/m ²)	-4721.76	-5268.36	-2948.29	-3359.48	-1414.56	
	Nu1 (KN)	475.00	107.06	139.43	150.24	209.50	
	Nu2 (KN)	187.95	51.84	63.97	69.32	70.31	
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	4.18	1.03	2.28	2.17
0,002.Bt [2]			1.59	0.39	0.87	0.83	1.99
0.23*B*ft28/fe [3]			0.96	0.24	0.52	0.50	1.20
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			4.18	1.03	2.28	2.17	5.22
Av1 (cm ²)		Nu1/ σ_{st} [5]	11.88	2.68	3.49	3.76	5.24
		max ([4] ; [5])	11.88	2.68	3.49	3.76	5.24
Av2 (cm ²)		Nu2/ σ_{st} [6]	4.70	1.30	1.60	1.73	1.76
		max ([4] ; [6])	4.70	1.30	2.28	2.17	5.22
Avj (cm ²)		11.98	2.47	11.85	3.67	2.75	
Bande1		A1 (cm ²)	14.87	3.29	6.45	4.67	5.92
		Choix des barres	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12
		sections adoptées (cm ²)	15.38	15.38	15.38	11.30	11.30
Bande2		A2 (cm ²)	7.69	1.91	4.56	2.65	2.44
		Choix des barres	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
		sections adoptées (cm ²)	9.04	9.04	9.04	9.04	9.04
St		Bande1	10	10	10	10	10
		Bande 2	18	18	18	18	18
armatures horizontales (cm ²)		RPA99	5.25	5.25	5.25	5.25	5.25
	BAEL91	6.11	6.11	6.11	5.09	5.09	
	choix /ml	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10	
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_{b(\max)} = 5 \text{ PMPa}$	1.38	0.29	1.37	0.42	0.32
		BAEL91: $\tau_{(\max)} = 3.26 \text{ MPa}$	0.99	0.20	0.98	0.30	0.23

	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	1.74	1.57	1.41	0.95	0.39
--	-----	--------------------------------------	------	------	------	------	------

Tableau 6.19 : Ferrailage du voile longitudinal VT1

		Zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5		
caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5		
	he (m)	3.50	3.57	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20		
	B (m ²)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50		
	I (m ⁴)	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260		
	V (m)	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400	400	400		
	σ_{st} (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0		
	σ_{\max} (KN/cm ²)	5913.73	4374.25	3278.72	1557.41	1121.58		
	σ_{\min} (KN/cm ²)	-9056.87	-7034.97	-5633.00	-2823.94	-2588.58		
	T (KN)	804.75	816.46	757.68	562.69	301.52		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	4389.04	3893.74	3396.71	2171.01	881.94		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.99	0.96	0.92	0.89	0.76		
	Lt (m)	1.51	1.54	1.58	1.61	1.74		
	d (m)	0.66	0.64	0.61	0.59	0.50		
	Lt-d (m)	0.85	0.90	0.97	1.02	1.24		
	σ_1 (KN/m ²)	-5114.38	-4118.80	-3447.19	-1785.67	-1840.86		
	Nu1 (KN)	932.99	712.72	556.78	273.09	223.17		
	Nu2 (KN)	336.72	263.19	211.38	105.79	92.75		
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	6.91	6.71	6.44	6.22	5.29
			0,002.Bt [2]	2.63	2.56	2.45	2.37	2.02
0.23*B*ft28/fe [3]			1.59	1.54	1.48	1.43	1.22	
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			6.91	6.71	6.44	6.22	5.29	
Av1 (cm ²)		Nu1/ σ_{st} [5]	23.32	17.82	13.92	6.83	5.58	
		max ([4] ; [5])	23.32	17.82	13.92	6.83	5.58	
Av2 (cm ²)		Nu2/ σ_{st} [6]	8.42	6.58	5.28	2.64	2.32	
		max ([4] ; [6])	8.42	6.71	6.44	6.22	5.29	
Avj (cm ²)		30.98	31.43	29.17	21.66	11.61		
Bande1		A1 (cm ²)	31.07	25.68	21.21	12.24	8.48	
		Choix des barres	2x8HA16	2x8HA16	2x8HA16	2x8HA14	2x8HA14	
		sections adoptées (cm ²)	32.15	32.15	32.15	24.62	24.62	
Bande2		A2 (cm ²)	16.16	14.44	12.58	8.06	5.22	
		Choix des barres	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12	2x9HA12	
		sections adoptées (cm ²)	20.34	20.34	20.34	20.34	20.34	
St		Bande 1	7	7	7	7	7	
		Bande 2	15	15	15	15	15	
armatures horizontales (cm ²)	RPA99	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50		
	BAEL91	13.12	13.12	13.12	11.24	11.24		
	choix/nappe/ml	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_{b(\max)} = 5 \text{ MPa}$	2.50	2.54	2.36	1.75	0.94	
		BAEL91: $\tau_{(\max)} = 3.26 \text{ MPa}$	1.79	1.81	1.68	1.25	0.67	
	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	7.58	6.73	5.87	3.83	1.55	

Tableau 6.20 : Ferrailage du voile longitudinal VT2

		Zone I	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5		
caractéristiques géométriques	L (m)	1.83	1.83	1.83	1.83	1.83		
	he (m)	3.50	3.57	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20		
	B (m ²)	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37		
	I (m ⁴)	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102		
	V (m)	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400	400	400		
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0		
	σmax (KN/cm ²)	6195.26	7524.45	9569.97	9616.12	9291.43		
	σmin (KN/cm ²)	-8798.09	-9655.06	-11994.08	-12154.78	-11047.51		
	T (KN)	239.27	184.62	156.61	116.90	78.18		
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)	2163.54	1901.21	1666.59	1070.67	457.49		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	w		
	Lc (m)	0.76	0.80	0.81	0.81	0.84		
	Lt (m)	1.07	1.03	1.02	1.02	0.99		
	d (m)	0.50	0.53	0.54	0.54	0.56		
	Lt-d (m)	0.57	0.49	0.48	0.48	0.44		
	σ1 (KN/m ²)	-4667.92	-4638.76	-5614.10	-5744.03	-4853.22		
	Nu1 (KN)	678.83	763.79	953.35	964.51	886.20		
	Nu2 (KN)	235.31	247.87	303.96	309.53	270.49		
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	5.29	5.61	5.68	5.66	5.85
			0,002.Bt [2]	2.02	2.14	2.17	2.16	2.23
			0.23*B*ft28/fe [3]	1.22	1.29	1.31	1.30	1.35
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			5.29	5.61	5.68	5.66	5.85	
Av1 (cm ²)		Nu1/σst [5]	16.97	19.09	23.83	24.11	22.15	
		max ([4] ; [5])	16.97	19.09	23.83	24.11	22.15	
Av2 (cm ²)		Nu2/σst [6]	5.88	6.20	7.60	7.74	6.76	
		max ([4] ; [6])	5.88	6.20	7.60	7.74	6.76	
Avj (cm ²)		9.21	7.11	6.03	4.50	3.01		
Bande1		A1 (cm ²)	19.27	20.87	25.34	25.24	22.91	
		Choix des barres	2x7HA16	2x7HA16	2x7HA16	2x7HA16	2x7HA16	
		sections adoptées (cm ²)	28.13	28.13	28.13	28.13	28.13	
Bande2		A2 (cm ²)	8.19	7.97	9.11	8.86	7.51	
		Choix des barres	2x3HA14	2x3HA12	2x3HA14	2x3HA14	2x3HA12	
		sections adoptées (cm ²)	9.23	9.23	9.23	9.23	9.23	
St		Bande 1	9	9	9	9	9	
		Bande 2	17	17	17	17	17	
armatures horizontales (cm ²)		RPA99	5.49	5.49	5.49	5.49	5.49	
	BAEL91	9.34	9.34	9.34	9.34	9.34		
	choix/nappe/ml	2X7HA10	2X7HA10	2X7HA10	2X7HA10	2X7HA10		
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8		
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: $\tau_{b(max)} = 5 \text{ PMa}$	1.02	0.78	0.67	0.50	0.33	
		BAEL91: $\tau_{(max)} = 3.26 \text{ MPa}$	0.73	0.56	0.48	0.35	0.24	

	ELS	$\sigma_{bc}(\max) = 15 \text{ MPa}$	5.13	4.50	3.95	2.54	1.08
--	-----	--------------------------------------	------	------	------	------	------

→ Le plan de ferraillage est en annexe

Introduction

Une fondation a pour rôle la transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être :

- **Superficielles** : pour des sols de grande capacité portante (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Profondes** : pour des sols ayant une faible capacité portante (pieux, puits). Dans ce cas, le bon sol est assez profond.

7.1. Choix de type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité),
- facilité d'exécution (coffrage),

Pour le cas de la structure étudiée, nous adopterons le type de semelle convenable (semelle isolée, semelle filante ou un radier générale) en fonction des résultats du dimensionnement.

Rappelons que la contrainte du sol, donnée par le rapport géotechnique est de 2.5 bars.

7.2. Dimensionnement

7.2.1. Semelle isolé sous poteaux

Pour le pré dimensionnement est effectué à l'ELS. Il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$)

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

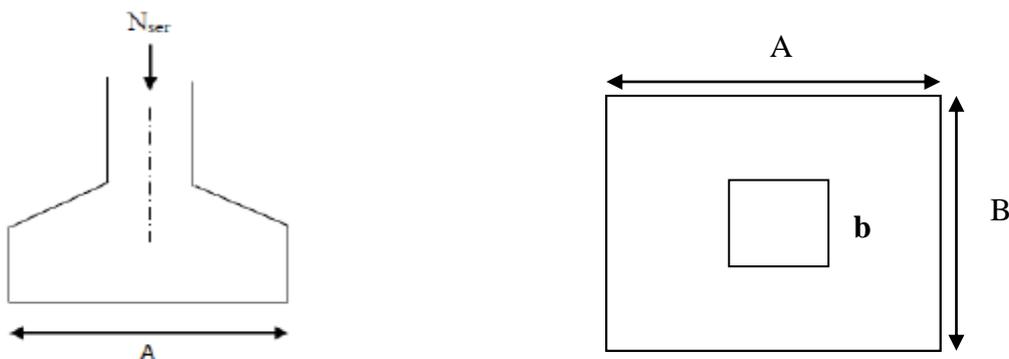


Figure 7.1 : Schéma de la semelle isolée.

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(7.1)$$

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $N_{ser} = 1293.70 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

$$B \geq \frac{1293.7}{250} = 2.27 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vue que les dimensions des semelles sont importantes, il ya lieu de passer aux semelles filantes pour éviter le risque de chevauchement.

7.2.2. Semelles filantes

a) Semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \dots\dots\dots(7.2)$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \dots\dots\dots(7.3)$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau 7.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)
VT1	4389,04	2,5	7,022464	17,55616
VT2	2163,54	1,83	4,72904918	8,65416
				26,21032

Tableau 7.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = L \times B$ (m ²)
VL1	3294,31	1,2	10,9810333	13,17724
VL2	2678,73	0,8	13,39365	10,71492
VL3	673,79	1,75	1,54009143	2,69516
				26,58732

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = S_i = 26.21 + 26.58 = 52.79 \text{ m}^2$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.3 : Résultats des charges sous poteaux :

Poteaux	N [KN]	M_i [KN.m]	e_i [m]	$N \times e_i$
C2	456,69	0,039	8,6	3927,534
C5	1293,17	0,029	5,1	6595,167
C8	1009,32	2,885	1,7	1715,844
C11	548,87	6,013	-1,7	-933,079
C14	1252,61	0,006	-5,1	-6388,311
C17	461,94	0,038	-8,6	-3972,684
Somme	5022,6	9,01		944,471

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 5022.6 \text{ kN}$

- Exemple de calcul :

Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{N_i \cdot e_i + M_i}{R} \dots\dots\dots(7.4)$$

$$e = \frac{944.471 + 9.01}{5022.6} = 0.19 \longrightarrow e = 0.19 \text{ m}$$

$$R = N_i$$

- Détermination de la distribution par ml de la semelle

$$e = 0.19 \leq \frac{L}{6} = \frac{17.2}{6} = 2.86 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.5)$$

$$q_{\min} = \frac{5022.6}{17.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.19}{17.2} \right) = 272.65 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.6)$$

$$q_{\max} = \frac{5022.6}{17.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.19}{17.2} \right) = 311.36 \text{ kN/ml}$$

$$q_{L_4} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \dots\dots\dots(7.7)$$

$$q_{L_4} = \frac{5022.6}{17.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.19}{17.2} \right) = 301.68 \text{ kN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{L_4}}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(7.8)$$

$$B = \frac{301.68}{250} = 1.2 \text{ m} ; \text{ On prend } B = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc ; } S = 1.3 \times 17.2 = 22.36 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S \times n + S_v \longrightarrow S_t = 22.36 \times 3 + 52.79 = 119.87 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment est $S_{\text{Bat}} = 12.6 \times 17.2 = 216.72 \text{ m}^2$

- La surface totale de la semelle filante : $S_t = 119.87 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} \dots\dots\dots(7.9)$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{119.87}{216.72} = 0.553 > 0.50$$

La surface totale des semelles représente 55% de la surface de bâtiment. A cet effet nous optons pour un radier général nervuré comme fondation de notre bâtiment.

7.3. Calcul du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente plusieurs avantages ;

- une grande rigidité en son plan horizontal ;
- une bonne répartition des charges ;
- évite les tassements différentiels importants ;
- facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton ;
- et rapidité d'exécution ;

7.3.1 Pré-dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

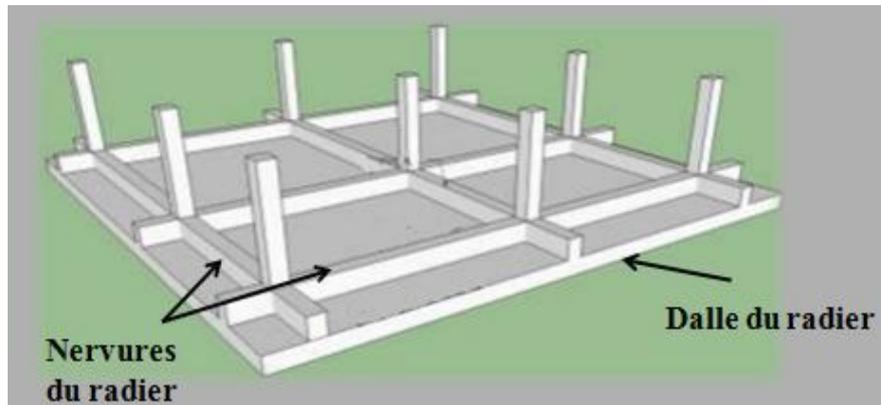


Figure 7.2 : Schéma représentatif d'un radier général.

a. Epaisseur du radier

a.1) Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \dots\dots\dots(7.10)$$

$$\frac{2.5}{8} \leq h_r \leq \frac{2.5}{5} \longrightarrow 31 \text{ cm} \leq h_r \leq 50 \text{ cm}$$

a.2) Dalle du radier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots(7.11)$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} \longrightarrow h_d \geq 23.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 25 \text{ cm}$

b. Nervure

b.1) Hauteur de la nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(7.12)$$

$$h_n \geq \frac{470}{10} \longrightarrow h_n \geq 47 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 60 \text{ cm}$.

Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max} \dots\dots(7.13)$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul est s'effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{\max}^4 \times \frac{3K}{E}} \dots\dots(7.14)$$

E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2 \times 4.7^4}{3.14} \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,0 \text{ m}$$

Nous adoptons

$h = 100 \text{ cm}$

b.2) Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \dots(7.15)$$

$$0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ soit } b_n = 60[\text{cm}].$$

Après calcul nous adoptons les dimensions définitives suivantes :

- Hauteur de la nervure : $h_n = 100 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 60 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle du radier: $h_d = 25 \text{ cm}$

7.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier**a. Détermination des sollicitations****• poids de la superstructure**

charges permanentes : $G = 18468,27 \text{ kN}$

charges d'exploitation : $Q = 3935,56 \text{ kN}$

b. Combinaison de charges

A l'ELU : $N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 18468,27 + 1,5 \cdot 3935,56 = 30835,50 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_S = G + Q = 18468,27 + 3935,56 = 22403,83 \text{ kN}$

Donc :

$$N_U = 30835,50 \text{ kN}$$

$$N_S = 22403,83 \text{ kN}$$

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30835,50}{1,33 \times 250} = 92,74 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(7.17)$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{22403,83}{250} = 89,6 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(7.18)$$

$$S_{\text{bat}} = 216,72 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = \max 92,74; 89,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 216,72 \text{ m}^2 \geq S_{\text{radier}} = 92,74 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, il y a lieu d'ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99.

Calcul de la largeur des débords :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(7.19)$$

$$L_{\text{débord}} = \max \frac{100}{2}, 30 \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$

La surface de débord est :

$$S_{\text{débord}} = (L_x + L_y) \times L_{\text{déb}} \times 2 \dots\dots\dots(7.20)$$

$$S_{\text{débord}} = (17,2 + 12,6) \times 0,5 \times 2 \longrightarrow S_{\text{débord}} = 29,8 \text{ m}^2$$

Ce qui donne une surface totale du radier de :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 216,72 + 29,8 = 246,72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 246,72 \text{ m}^2$$

7.3.2.2. Détermination des efforts à la base du radier

a) charges permanentes

Poids du radier :

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

- poids de la dalle

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho \dots \dots \dots (7.21)$$

$$P_{\text{dalle}} = 246.52 \times 0,25 \times 25$$

$$P_{\text{dalle}} = 1540.75 \text{ kN}$$

- poids de la nervure

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho \dots \dots \dots (7.22)$$

$$P_n = (0,6(1 - 0,25) \times 17,2 \times 3) \times 25 + (0,6(1 - 0,25) \times 12,6 \times 6) \times 25$$

$$P_n = 1431 \text{ kN}$$

- poids de T.V.O

$$P_{\text{T.V.O}} = S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}} \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{T.V.O}} \dots \dots \dots (7.23)$$

avec :

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n \dots \dots \dots (7.24)$$

$$S_{\text{ner}} = 0,6 \times 17,2 \times 3 + 0,6 \times 12,6 \times 6$$

$$S_{\text{ner}} = 76.32 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 246.52 - 76.32 \times (1 - 0,25) \times 17$$

$$P_{\text{T.V.O}} = 2170.05 \text{ kN}$$

- poids de la dalle flottante libre

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho \dots \dots \dots (7.25)$$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{\text{max}}} \leq \frac{1}{40} \dots \dots \dots (7.26)$$

$$\frac{l_{\text{max}}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{\text{max}}}{40} \dots \dots \dots (7.27)$$

$$\frac{470}{50} \leq e_p \leq \frac{470}{40} \longrightarrow 9,4 \leq e_p \leq 11,75$$

On prend $e_p = 10 \text{ cm}$

$$P_{\text{df}} = 246.52 \times 0,1 \times 25$$

$$P_{\text{df}} = 616.3 \text{ kN}$$

- poids totale du radier

$$G_{\text{rad}} = 1540.75 + 1431 + 2170.05 + 616.3$$

$$G_{\text{rad}} = 5758.1 \text{ kN}$$

- poids du mur plaque

$$P = 0,2 \times 3,5 \times 25 \times 17,2 = 301 \text{ kN}$$

b) charges d'exploitation

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 3935.56 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{\text{rad}} = 862.82 \text{ kN}$$

- poids total de la structure

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} + G_{\text{mur plaque}} = 5758.1 + 18468.27 + 301 = 24527.37 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 862.82 + 3935.56 = 4798.38 \text{ kN}$$

7.3.2.3. Combinaisons d'action :

$$A \text{ l'ELU} : 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35 \cdot 24527,37 + 1,5 \cdot 4798,38 = 40309,52 \text{ kN}$$

$$N_u = 40309,52 \text{ kN}$$

$$A \text{ l'ELS} : G + Q = 24527,37 + 4798,38 = 29325,75 \text{ kN}$$

$$N_s = 29325,75 \text{ kN}$$

7.4. Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_u \dots \dots \dots (7.28)$$

$$\tau_u = \min \frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots (7.29)$$

$$\tau_u = \min 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

avec :

$$b=100 \text{ cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}^2}{2} \dots \dots \dots (7.30)$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{40309,52 \times 1}{246,52} \times \frac{4,7}{2} = 384,25 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{384,25 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 1,7 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- **Centre de gravité :**

$$X_G = \frac{\sum si X_i}{\sum Si} = 8,6 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum si Y_i}{\sum Si} = 6,3 \text{ m}$$

avec:

S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : centre de gravité du panneau considéré

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,2 \times (12,6)^3}{12} = 2867,2 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13,6 \times (26,3)^3}{12} = 5342,87 \text{ m}^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h} \dots \dots \dots (7.31)$$

\mathbf{M}_0 : Moment sismique à la base de la structure.

\mathbf{T}_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

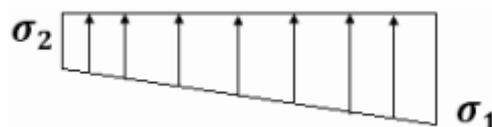


Figure 7.3 : Diagramme des contraintes

$$\text{avec : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots\dots\dots(7.32)$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$- \text{ A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \dots\dots\dots(7.33)$$

$$- \text{ A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \dots\dots\dots(7.34)$$

$$N_u = 40309.52 \text{ kN}, \quad N_s = 29325.75 \text{ kN}$$

Sens longitudinal :

ELU :

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M_0 = 19758.722 \text{ kN.m} \quad \left. \vphantom{M_0} \right\} \text{ c'est des valeurs tirés du logiciel ETABS}$$

$$T_0 = 945 \text{ kN}$$

$$M = 19758.722 + 945 \times 1 = 20704 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}} \dots\dots\dots(7.35)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{40309.52}{246.52} \pm \frac{20704 \times 8.6}{5342.87}$$

$$\sigma_1 = 196.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 130.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(196.83) + 130.18}{4} = 180.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 180.16 \text{ kN/m}^2 \leq 332.5 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 19758.722 + 945 \times 1 = 20704 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}} = \frac{29325.75}{246.52} \pm \frac{20704 \times 8.6}{5342.87}$$

$$\sigma_1 = 152.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 85.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot 152.28 + 85.63}{4} = 135.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 135.61 \text{ kN/m}^2 \leq 250 \text{ [kN/m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal:**

ELU :

$$M = 24388.11 + 1133 \times 1 = 25521.73 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{40309.52}{246.52} \pm \frac{25521.73 \times 6.3}{2867.2}$$

$$\sigma_1 = 219.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 107.43 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(219.59) + 107.43}{4} = 191.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191,55 \text{ kN/m}^2 \leq 332.5 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$M = 24388.11 + 1133 \times 1 = 25521.73 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{29325.7}{246.52} \pm \frac{25521.73 \times 6.3}{2867.2}$$

$$\sigma_1 = 175.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 62.88 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(175.03)+62.88}{4} = 146.99 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m = 146.99 \text{ kN/m}^2 \leq 250 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c) Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(7.36)$$

avec :

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ;

μ_c : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : épaisseur totale de la dalle.

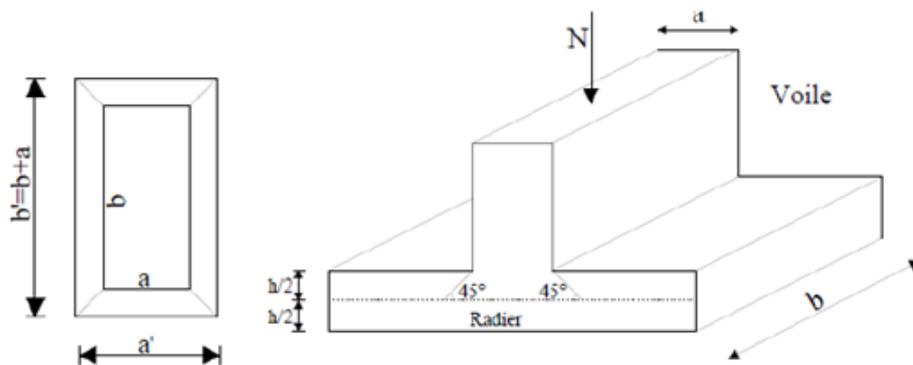


Figure 7.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

c-1) Vérification pour les poteaux

$N_u = 1788.14 \text{ kN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = a + b + 2h \times 2 \dots\dots\dots(7.37)$$

$$\mu_c = 0,5 + 0,55 + 2 \times 1 \times 2 = 6,1 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6,1 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6862.5 \text{ kN}$$

$N_u = 1788.14 \text{ kN} < 6862.5 \text{ kN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

c-2) Vérification pour les voiles

$N_u = 6011.21 \text{ kN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = a + b + 2h \times 2 = 0,2 + 2.5 + 2 \times 1 \times 2 = 9.4 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 9.4 \times 25000}{1,5} = 7050 \text{ kN}$$

$N_u = 6011.21 \text{ kN} < 7050 \text{ kN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

7.5. Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \dots\dots\dots(7.38)$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{ème} 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 :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ (7.39)

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$(7.40)

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables 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 pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

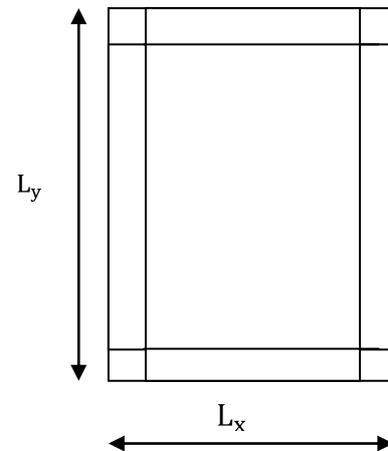
• **Identification du panneau le plus sollicité :**

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.

Panneau de dimension : $L_x = 3,5$ m
 $L_y = 4,7$ m

$\rho = \frac{3,5}{4,7} = 0,74$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.



7.5.1 Calcul des armatures à l'ELU :

$\rho = 0,74 \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$

ELU : $q_u = \sigma_m \text{ ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ (7.41)

$q_u = 191,55 - \frac{5758,1}{246,52} = 168,19 \text{ kN/m}^2$

ELS : $q_s = \sigma_m \text{ ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ (7.42)

$q_s = 146,99 - \frac{5758,1}{246,52} = 123,63 \text{ kN/m}^2$

$q_u = 168,19 \text{ kN/m}^2$

$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0634 \times 168,19 \times 3,5^2 = 130,62 \text{ kN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,494 \times 130,62 = 64,52 \text{ kN.m}$

• **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Moment en travées :

$M_{utx} = 0,85 \times 130,62 = 111,03 \text{ kN.m}$

$M_{uty} = 0,85 \times 64,52 = 54,85 \text{ kN.m}$

Moment aux appuis :

$M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 130,62 = 65,31 \text{ kN.m}$

$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 64,52 = 32,26 \text{ kN.m}$

en travée :

$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{111,03}{1 \times 0,25^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$

$\mu_u = 0,125 \longrightarrow \beta = 0,933$

$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{111,03 \times 10^2}{0,933 \times 25 \times 34,8} = 13,68 \text{ cm}^2$

On adopte : **7HA16 = 14,07 cm²** avec un espacement **s_t = 15cm**

aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \dots\dots\dots(7.43)$$

$$\mu_u = \frac{65.31}{1 \times 0,25^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} \dots\dots\dots(7.44)$$

$$A_{ax} = \frac{65.31 \times 10^2}{0,962 \times 25 \times 34,8} = 7,8 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **7HA14 = 10.77 cm²** avec un espacement **s_t = 15 cm**

• sens YY :

Moment en travées :

$$M_{uty} = 54.85 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 32.26 \text{ kN.m}$$

en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.85}{1 \times 0,25^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,06 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,06 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.85 \times 10^2}{0,969 \times 25 \times 34,8} = 6,5 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : **4HA16 = 8,04 cm²** avec un espacement **s_t = 25 cm**

aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.26}{1 \times 0,25^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,036 \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.26 \times 10^2}{0,982 \times 25 \times 34,8} = 3,8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA14 = 6.15 cm²** avec un espacement **s_t = 25cm**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7.4 : Ferrailage du panneau à l'ELU

sens	Zone	M kN.m	μ	Obs	β	A _u cm ²	Ferrailage	A _u adoptée	s _t
X-X	Travée	111.03	0.125	SSA	0.933	13.68	7HA16	14.06	15
	Appuis	65.31	0.075	SSA	0.962	7.8	7HA14	10.77	15
Y-Y	Travée	54.85	0.06	SSA	0.969	6.5	4HA16	8,04	25
	Appuis	32.26	0.036	SSA	0.982	3.8	4HA14	6.15	25

7.5.2. Vérifications à L'ELU

a) **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2} \dots\dots\dots(7.45)$$

ρ₀: taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire (ρ₀ = 0,0008 pour les HA FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3-0,78}{2} = 2.22 \text{ cm}^2$$

aux appuis :

$$A_{uax} = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.22 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée**

en travée :

$$A_{uay} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.22 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

Armatures parallèles à Lx:

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \dots\dots\dots(7.46) \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{100; 33\text{cm}\}$$

$$15 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures parallèles à Ly:

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min\{100; 33\text{cm}\}$$

$$25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.5.3. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,74 \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$$q_s = 123.63 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0696 \times 123.63 \times 3.5^2 = 105.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,632 \times 105.4 = 66.62 \text{ kN.m}$$

Moment en travées :

$$M_{stx} = 0,85 \times 105.4 = 89.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{sty} = 0,85 \times 66.62 = 56.63 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 105.4 = 52.7 \text{ kN.m}$$

$$M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 66.62 = 33.3 \text{ kN.m}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\text{avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \dots\dots\dots(7.47) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \dots\dots\dots(7.48) \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 7.5 : Vérification des contraintes dans le béton

sens	zone	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ _{bc}	Obs
X-X	Appuis	52.7	9,05	0.360	0.907	38.76	256.81	6.63	15	Cv
	Travée	89.59	14,07	0.563	0.888	29.64	286.82	9.68		Cv
Y-Y	Appuis	33.3	5,65	0.231	0.923	49.93	255.42	5.11		Cv
	travée	56.63	8,04	0.322	0.911	41.18	309.26	7.51		Cv

7.6. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure (7.4) ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

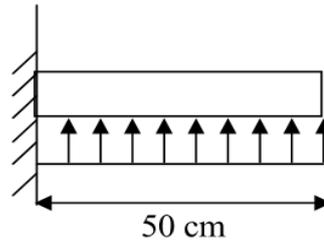


Figure 7.5 : Schéma statique du débord

7.6.1. Sollicitation de calcul :

ELU : $q_u = 168.19 \text{ kN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{168.19 \times 0.5^2}{2} = 21.024 \text{ kN.m}$$

ELS : $q_s = 123.63 \text{ kN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{123.63 \times 0.5^2}{2} = 15.45 \text{ kN.m}$$

7.6.2. Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9h_d = 25 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.024}{1 \times 0,25^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,024 \longrightarrow \beta = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.024 \times 10^2}{0,988 \times 25 \times 34,8} = 2,44 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10 = 3,93 cm²** avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$

7.6.3. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(7.49)$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,1}{400} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,02 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \longrightarrow \text{2HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

7.6.4. Vérification à l'ELS

Si la condition suivante est satisfaite il y a pas lieu de vérifiée les contraintes à l'ELS

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots\dots\dots(7.50)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots\dots\dots(7.51)$$

$$\gamma = \frac{21.024}{15.45} = 1,36$$

$$\mu = 0,024 \longrightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du 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. Calcul des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux types de charges trapézoïdales et triangulaires.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

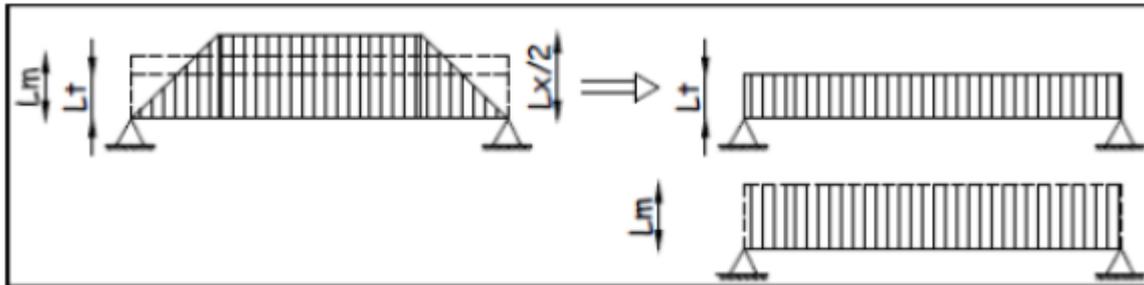


Figure 7.6 : Présentation des charges simplifiées.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement triangulaires :

$$L_m = 0,333 \times L_x \dots \dots \dots (7.52)$$

$$L_t = 0,25 \times L_x \dots \dots \dots (7.53)$$

2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots \dots \dots (7.54)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right) \dots \dots \dots (7.55)$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

7.7.1. Détermination des charges :

A L'ELU : $q_u = 168.19 \text{ kN/m}^2$.

A L'ELS : $q_s = 123.63 \text{ kN/m}^2$.

Le récapitulatif des résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux (7.6) et (7.7) qui suivent :

• Sens longitudinal

Tableau 7.6 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	1	3,5	4,7	0,74	Triangulaire	1,16	0,87	168,19	123,63	196,02	392,05089	144,09	288,18	147,16	294,33	108,17	216,35
	2	3,5	4,7	0,74	Triangulaire	1,16	0,87	168,19	123,63	196,02		144,09		147,16		108,17	
BC	1	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42	380,84944	139,97	279,94	142,96	285,92	105,08	210,17
	2	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42		139,97		142,96		105,08	
CD	1	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42	380,84944	139,97	279,94	142,96	285,92	105,08	210,17
	2	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42		139,97		142,96		105,08	
DE	1	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42	380,84944	139,97	279,94	142,96	285,92	105,08	210,17
	2	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,85	168,19	123,63	190,42		139,97		142,96		105,08	
EF	1	3,5	4,7	0,74	Triangulaire	1,16	0,87	168,19	123,63	196,02	392,05089	144,09	288,18	147,16	294,33	108,17	216,35
	2	3,5	4,7	0,74	Triangulaire	1,16	0,87	168,19	123,63	196,02		144,09		147,16		108,17	

• Sens transversal

Tableau 7.7 : Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	1	3,5	4,7	0,74	trapézoïdal	1,42	1,26	168,19	123,63	239,92	479,85	176,35	352,71	212,72	425,44	156,36	312,72
	2	3,5	4,7	0,74	trapézoïdal	1,42	1,26	168,19	123,63	239,92		176,35		212,72		156,36	
BC	1	3,4	4,7	0,72	trapézoïdal	1,40	1,25	168,19	123,63	236,04	472,09	173,50	347,01	211,10	422,21	155,17	310,35
	2	3,4	4,7	0,72	trapézoïdal	1,40	1,25	168,19	123,63	236,04		173,50		211,10		155,17	

1) Calcul des moments et des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$H_{nerv} = 1m$

$B_{nerv} = 0.6m$

- Sens (X-X)

ELU

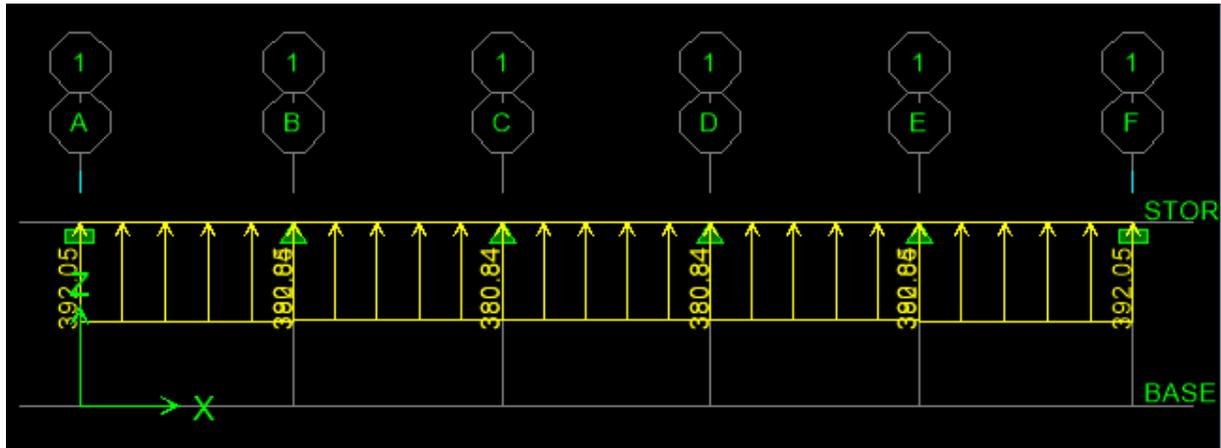


Figure 7.7 : Le chargement à ELU pour les moments.

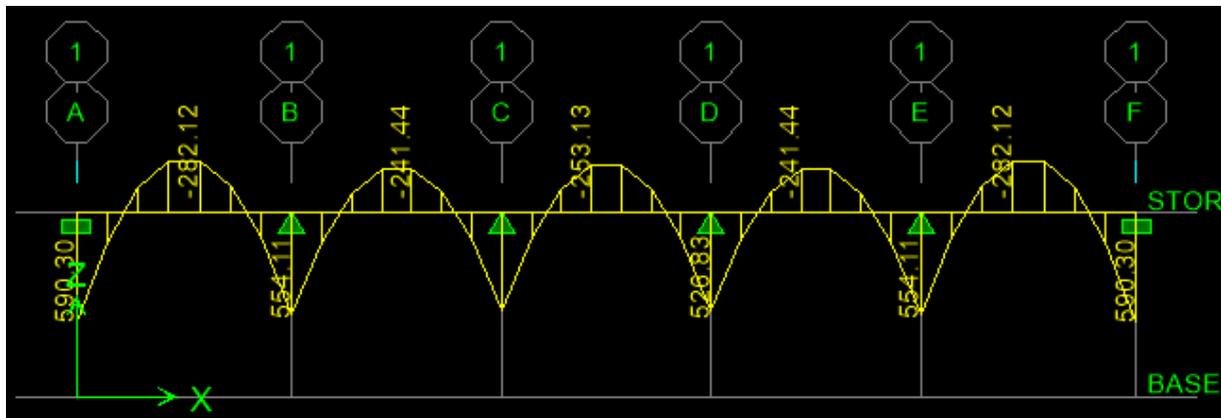


Figure 7.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en kN.m

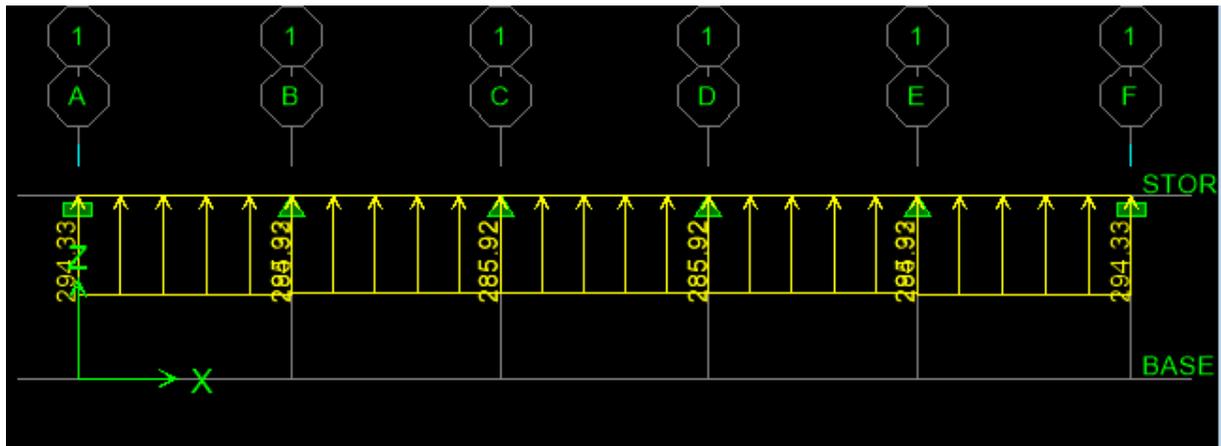


Figure 7.9 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

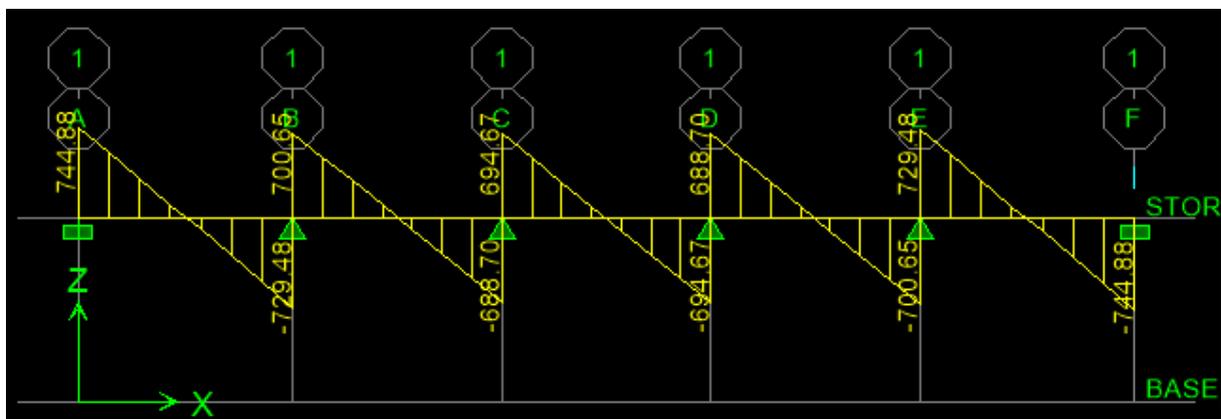


Figure 7.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.m

ELS

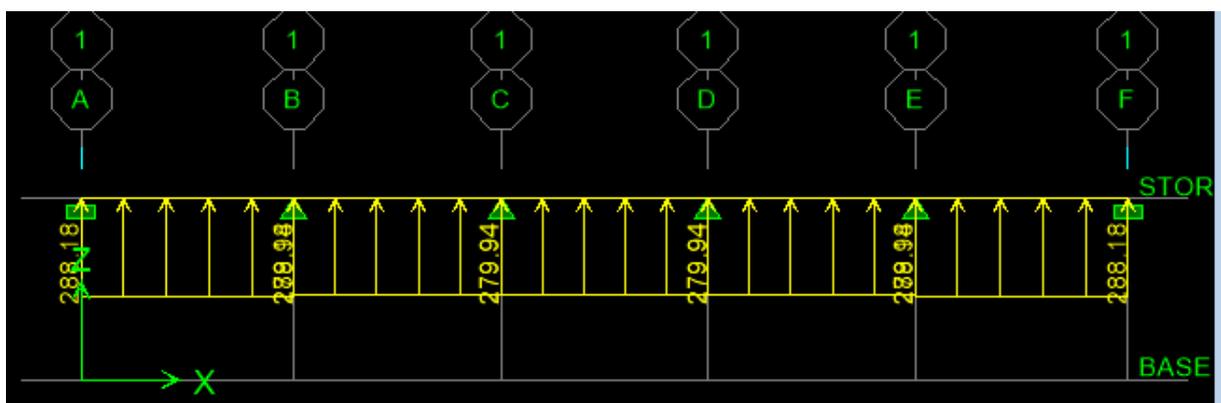


Figure 7.11 : Le chargement à ELS pour les moments.

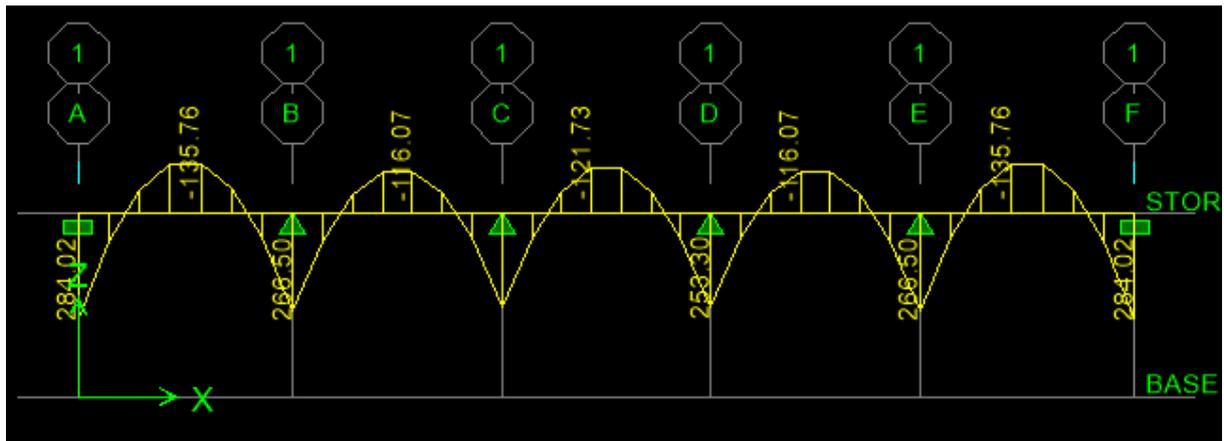


Figure 7.12 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m.

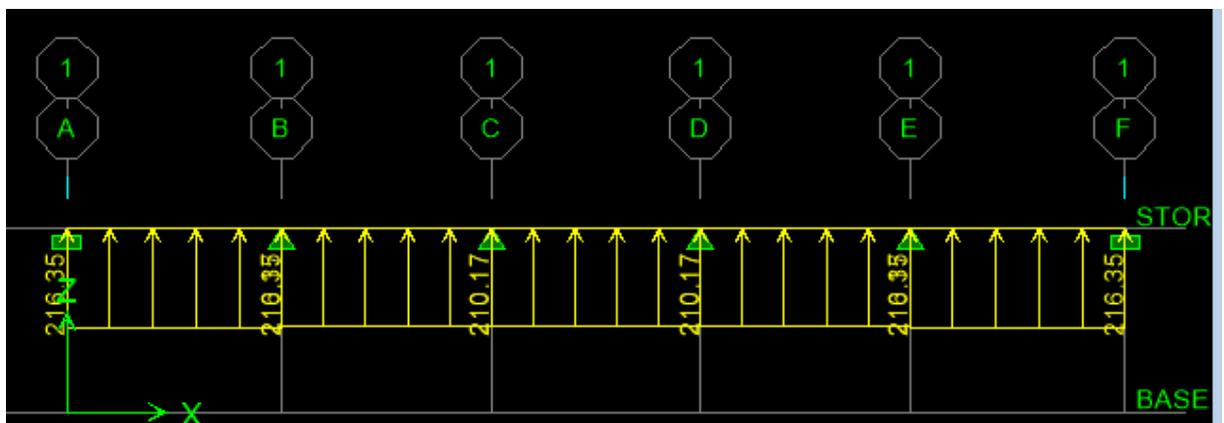


Figure 7.13 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

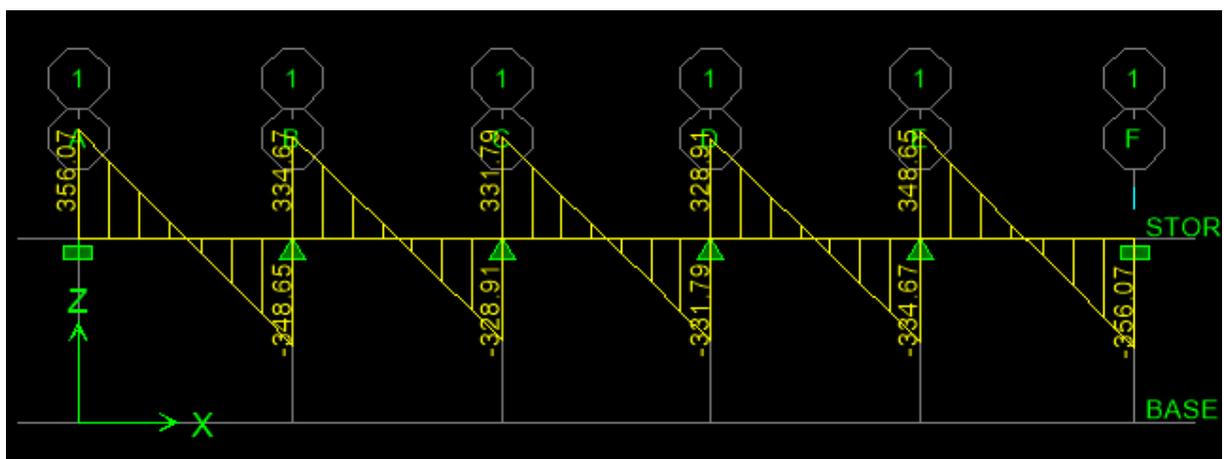


Figure 7.14: Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

- Sens Y-Y

ELU

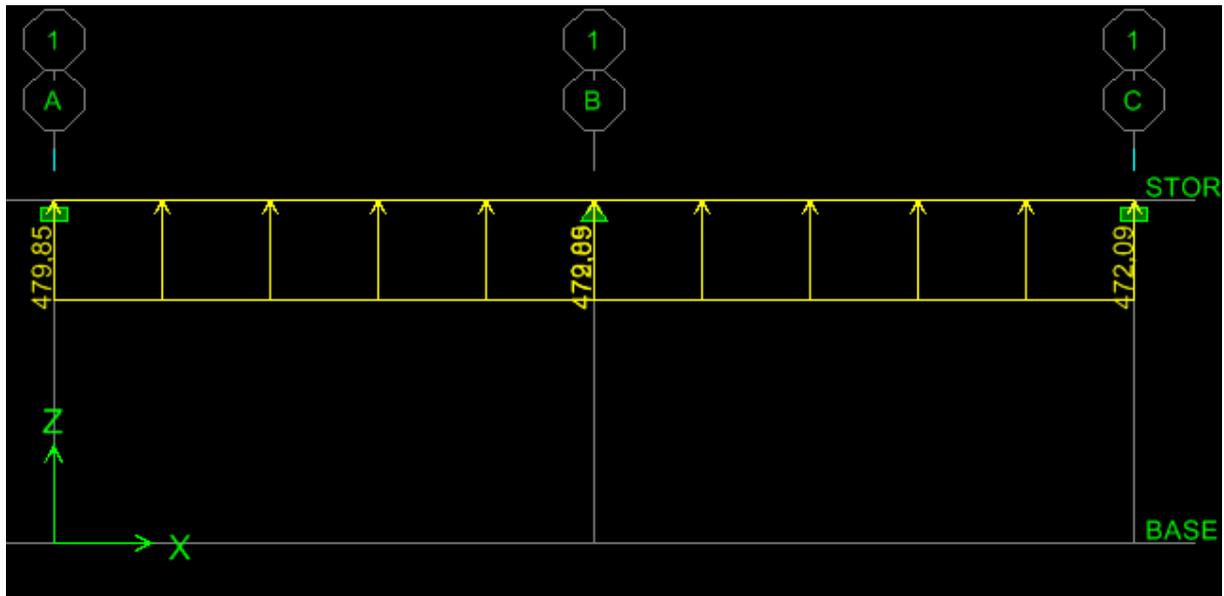


Figure 7.15: Le chargement à ELU pour les moments.

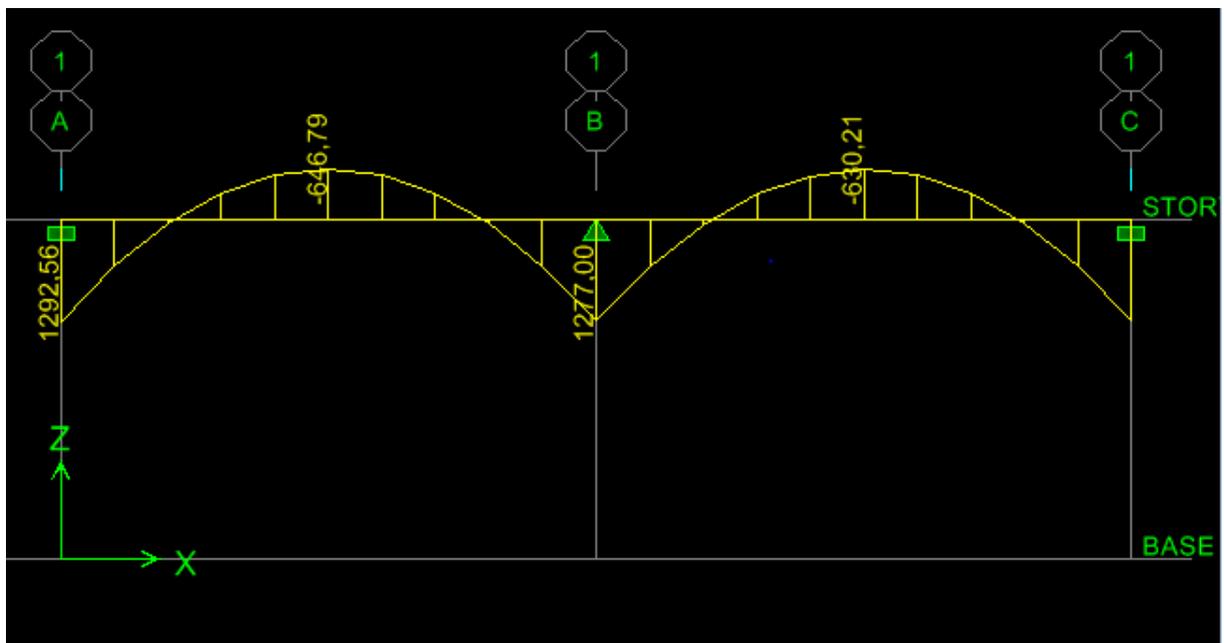


Figure 7.16 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

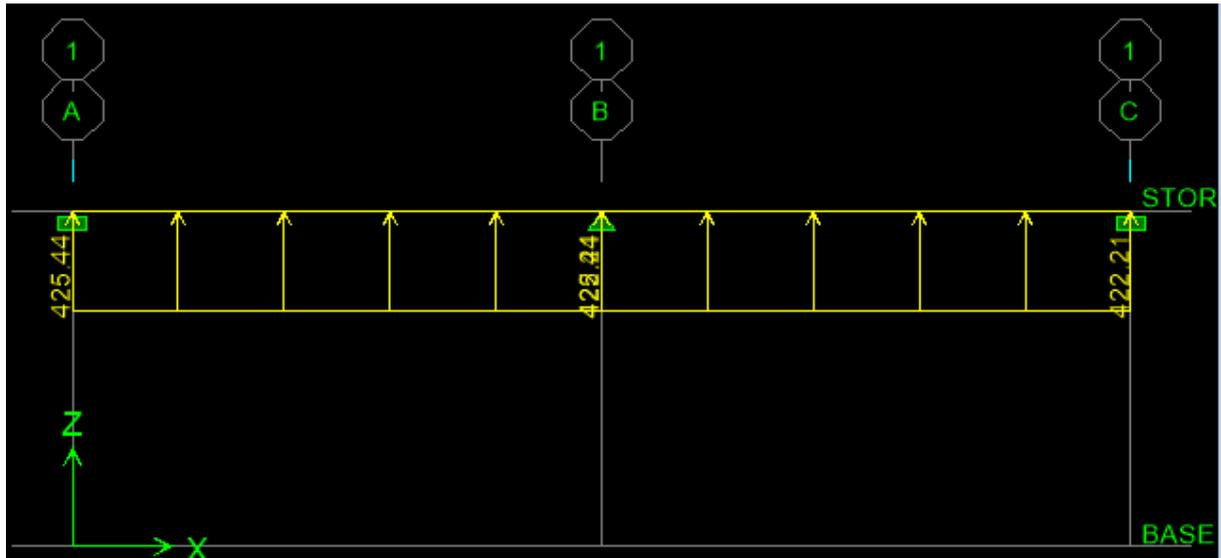


Figure 7.17: Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

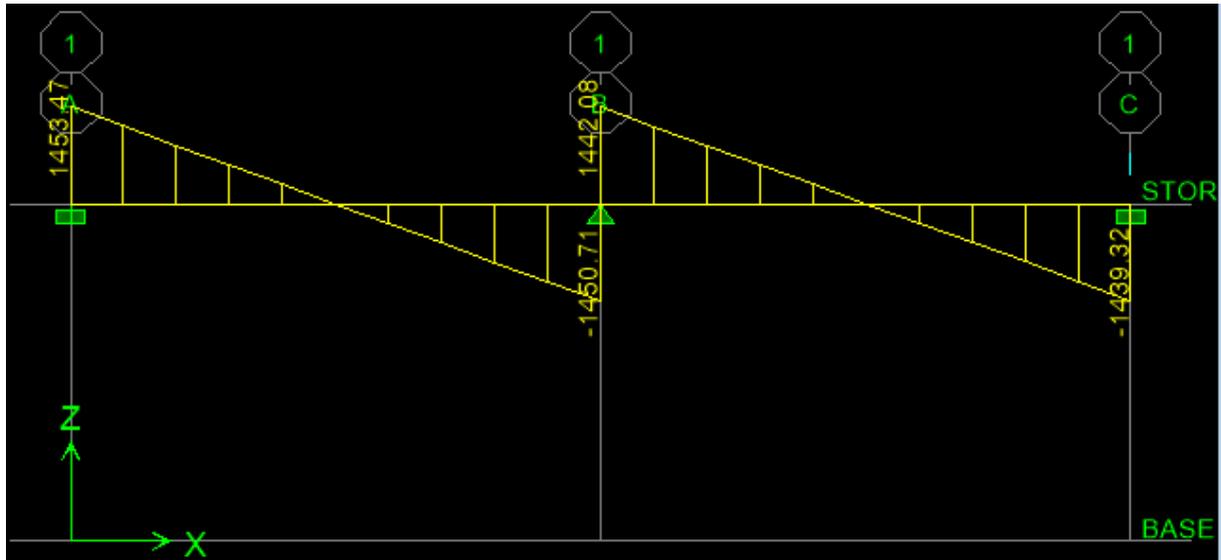


Figure 7.18 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en kN.

ELS

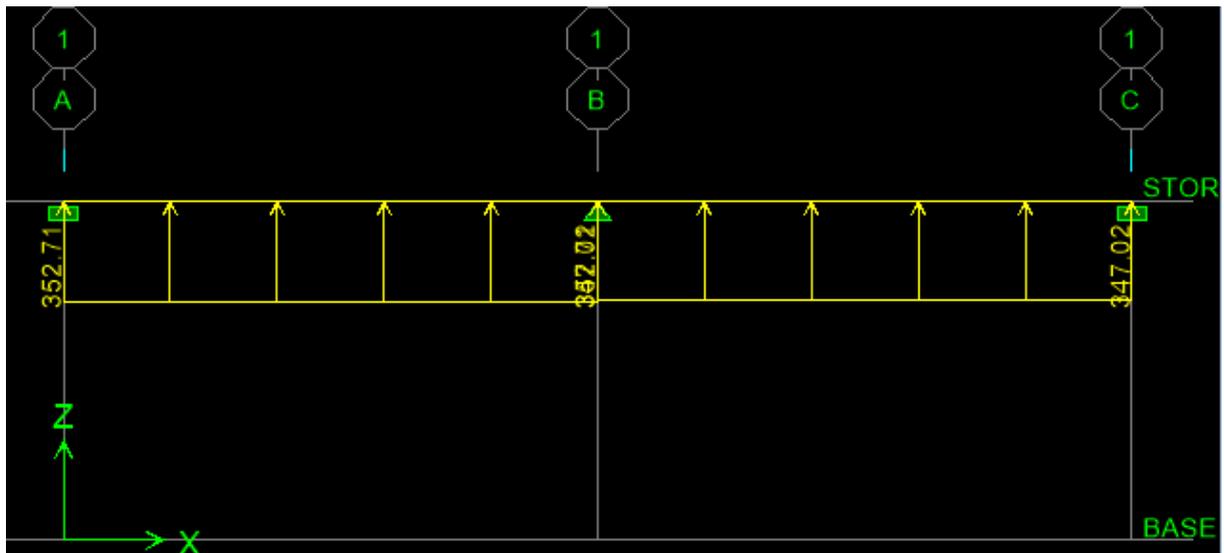


Figure 7.19 : Le chargement à ELS pour les moments.

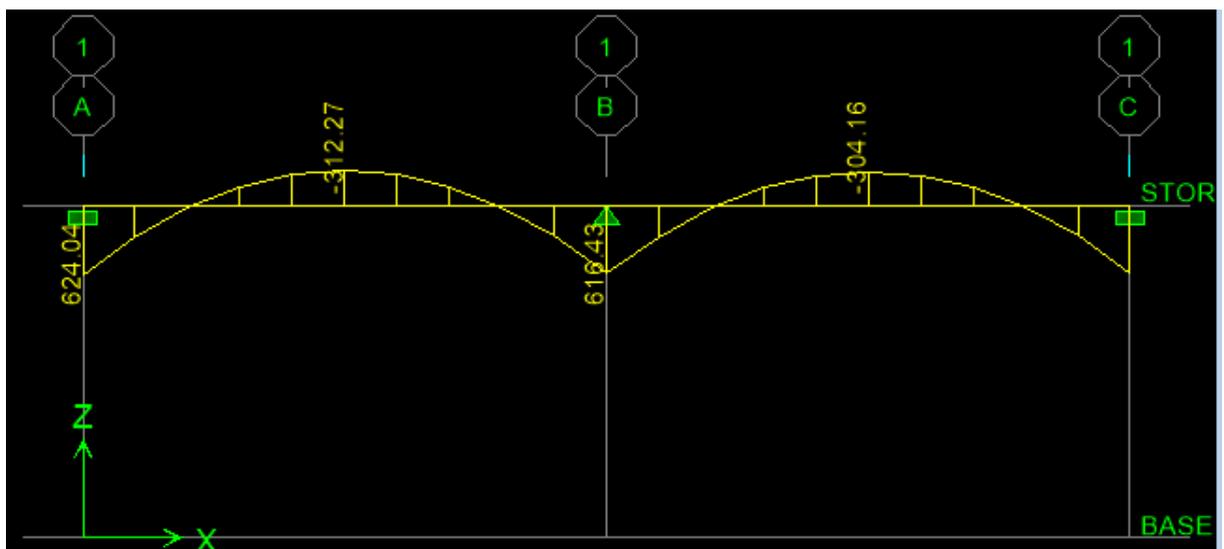


Figure 7.20 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m.

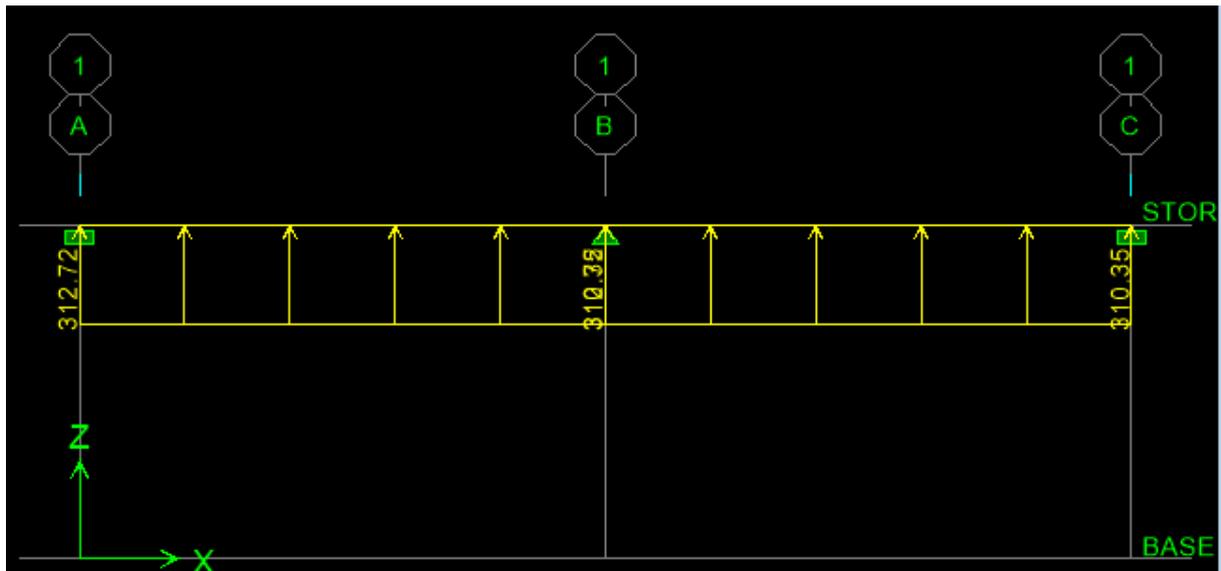


Figure 7.21 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

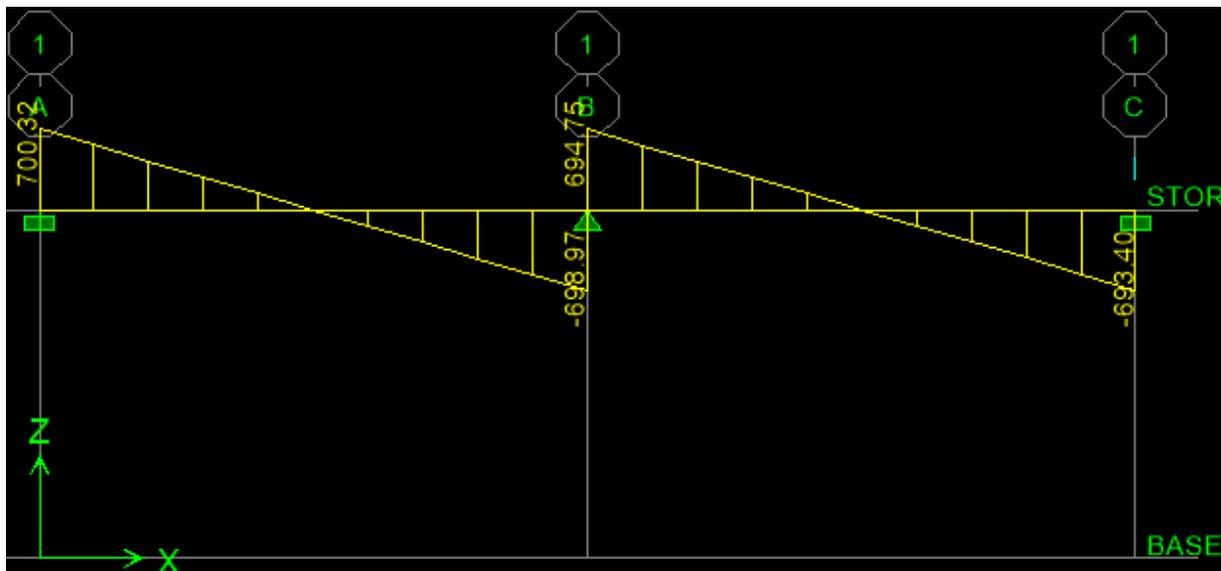


Figure 7.22 : Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

Tableau 7.8 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_{u \text{ travée}} = 282.12 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ travée}} = 691.89 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ travée}} = 135.76 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ travée}} = 312.27 \text{ KN.m}$
Moments (Appuis)	$M_{u \text{ appuis}} = 590.30 \text{ KN.m}$	$M_{u \text{ appuis}} = 1292.56 \text{ KN.m}$
	$M_{s \text{ appuis}} = 284.02 \text{ KN.m}$	$M_{s \text{ appuis}} = 624.04 \text{ KN.m}$
Efforts Tranchants	$T_u = 744.88 \text{ KN}$	$T_u = 1453 \text{ KN}$
	$T_s = 356.07 \text{ KN}$	$T_s = 700.32 \text{ KN}$

7.7.2. Ferrailage de la nervure à l'ELU

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau 7.11 :

$$b = 60\text{cm}; d = 100\text{cm}; f_{bc} = 14.2\text{Mpa}; \sigma_s = 348\text{MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{590.30 \times 10^6}{600 \times 980^2 \times 14.2} = 0,072 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,072 \quad \longrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{590.30 \times 10^6}{0,963 \times 980 \times 348 \times 100} = 17.97 \text{ cm}^2$$

Tableau 7.9 : Ferrailage des nervures à l'ELU

SENS		M_{\max}	μ	β	As calculé	Ferrailage	A adopté
X-X	Appui	590.30 kN.m	0.072	0.963	16.97	5HA16(fil)+ 5HA14(chap)	17.741
X-X	Travée	282.12 kN.m	0.0345	0.982	8.42	5HA14(fil)+ 5HA12(chap)	13.345
Y-Y	Appui	1292.56 kN.m	0.157	0.9145	30.05	5HA20(fil)+ 5HA20(chap)	31.4
Y-Y	Travée	691.89 kN.m	0.0758	0.961	21.11	5HA20(fil)+ 5HA16(chap)	25.748

7.7.3 Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité BAEL (Art A.4.2.1)

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 7.1 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10\text{mm}$$

On prend 3 cadres de $\phi=10\text{mm}$.

- **Espacement des armatures**

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ 25; 19.2 \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b.d} \leq \tau_u = \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u,max} = 1453 \text{ KN}$$

$$\frac{1453 \times 1000}{600 \times 1000} = 2.4 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

7.7.4. 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 :

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{590.30}{284.02} = 2.08 \text{ Avec } \mu_u = 0.072 \longrightarrow \alpha = 0.0935$$

$$\alpha = 0.0641 \leq \frac{2.08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.79 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{282.12}{135.76} = 2.07 \text{ Avec } \mu_u = 0.0345 \longrightarrow \alpha = 0.0439$$

$$\alpha = 0.0589 \leq \frac{2.07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.785 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{1367.16}{624.04} = 2.19 \text{ Avec } \mu_u = 0.1671 \longrightarrow \alpha = 0.23$$

$$\alpha = 0.1546 \leq \frac{2.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.845 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{691.89}{312.27} = 2.21 \text{ Avec } \mu_u = 0,0758 \longrightarrow \alpha = 0,0986$$

$$\alpha = 0,0747 \leq \frac{2.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,855 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 $\emptyset 8$.

→ Les plans de ferrailage est en annexe

Introduction

Le mur plaque de 3.5m de hauteur est prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Ainsi, il assure la fonction de soutènement et résiste à la pression latérale ainsi qu'aux surcharges d'exploitations.

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, nous adoptons l'épaisseur de 20cm.

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 ($\varphi \neq 0, c \neq 0$)	$\sigma_a = K_a \times \sigma_V - 2 \cdot c \cdot \overline{K_a}$	$\sigma_a = K_p \times \sigma_V + 2 \cdot c \cdot \overline{K_p}$

avec

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (8.1) \text{ pour la poussée,}$$

$$K_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots (8.2) \text{ pour la butée.}$$

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,

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_V : contrainte verticale,

φ : angle de frottement interne,

c : coefficient de cohésion.

• **Les caractéristiques mécaniques et physiques 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 : $C = 0$

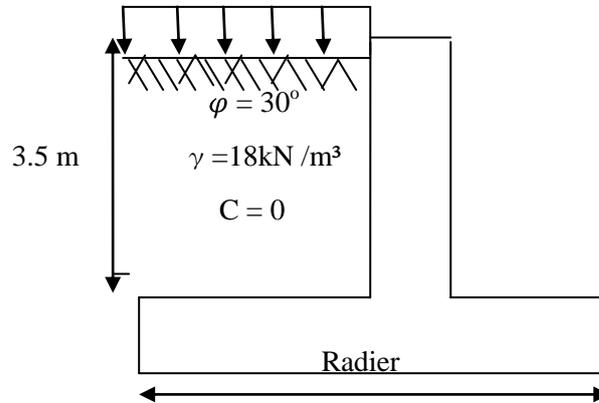


Figure 8.1 : Caractéristiques du sol derrière le mur plaque

8.1.2. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1-\sin\varphi}{\cos\varphi} \dots\dots(8.1)$$

$$K_0 = \frac{1-\sin 30}{\cos 30} = 0.577$$

Contrainte de la poussée des terres

$$\sigma_{H1} = K_0 \gamma \cdot h \dots\dots(8.2)$$

$$\sigma_H = 0.577 \times 18 \cdot h$$

Pour : $h=0\text{ m} \rightarrow \sigma_1 = 0\text{ kN/m}^2$

Pour : $h= 3.5\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 36.35\text{ kN/m}^2$

-Le point d'application de la force : $y = \frac{h}{3} = \frac{3.5}{3} = 1.16\text{ m}$

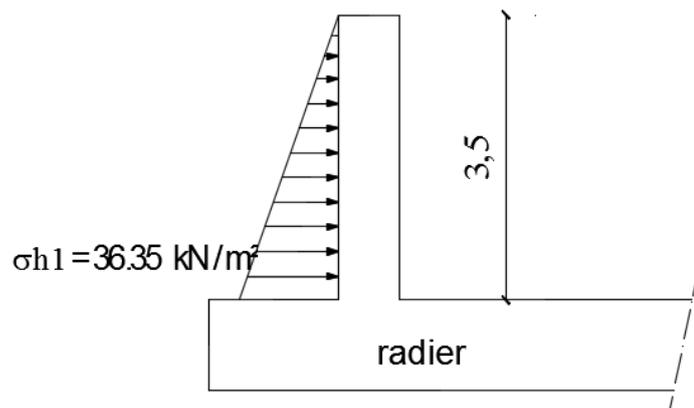


Figure 8.2 : Diagramme des contraintes des poussées des terres

Contrainte due à la surcharge

$$\sigma_H = K_0 q \dots\dots(8.3)$$

$$\sigma_H = 0.577 \times 5$$

$$\sigma_H = 2.88\text{ kN/m}^2$$

-Le point d'application de la force : $y = \frac{h}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75\text{ m}$

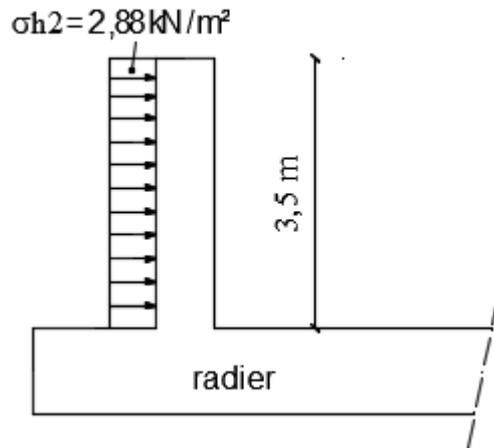


Figure 8.3 : Diagramme des contraintes dues à la surcharge.

Le mur plaque sera considéré comme une console encastrée au niveau du radier.

Détermination des moments

$q_{u1} = 36.35 \text{ kN/m}$

$q_{u2} = 2.88 \text{ kN/m}$

$M_1 = q_{u1}l^2/6 = 74.21 \text{ kN.m}$

$M_2 = q_{u2}l^2/8 = 17.64 \text{ kN.m}$

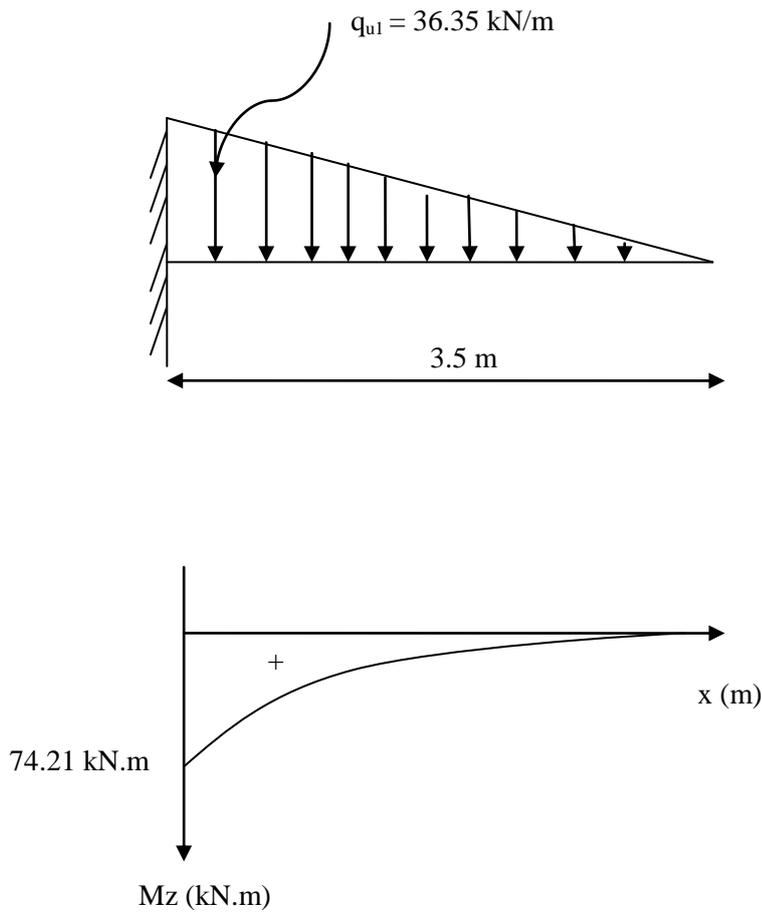


Figure 8.4 : moment fléchissant due aux poussées des terres.

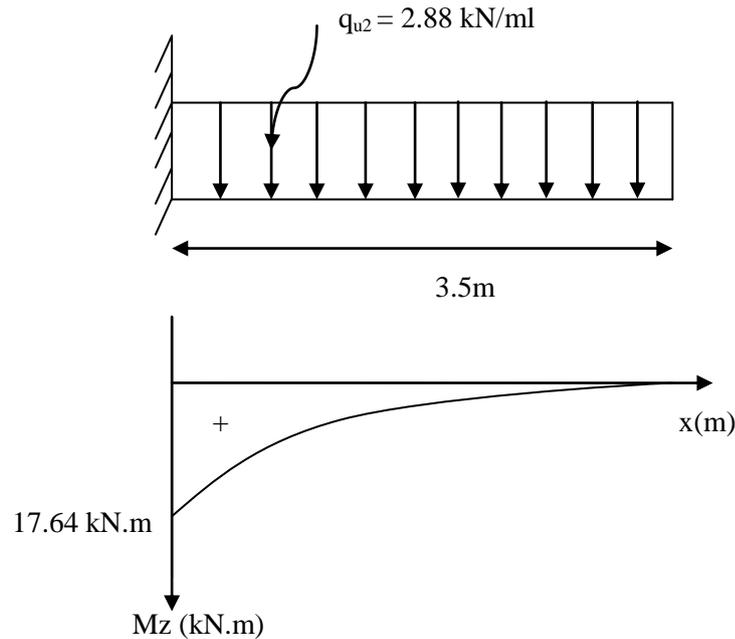


Figure 8.5 : moment fléchissant due à la surcharge.

8.1.3 Calcul des armatures

ELU

$$M_u = 1.35 M_1 + 1.5 M_2$$

$$M_u = 1.35 (74.21) + 1.5 (17.64) = 126.64 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} \dots \dots (8.4)$$

$$\mu = \frac{126640}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.274 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.836$$

$$A_u = \frac{M_u}{d \times \beta \times \sigma_{st}} \dots \dots (8.5)$$

$$A_u = \frac{126640}{18 \times 0.836 \times 348} = 24.18 \text{ cm}^2.$$

ELS

$$M_s = M_1 + M_2$$

$$M_u = 74.21 + 17.64 = 91.85 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \dots \dots (8.6)$$

$$\mu = \frac{91850}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.199 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.888$$

$$A_s = \frac{M_s}{d \times \beta \times \sigma_{st}} \dots \dots (8.7)$$

$$A_s = \frac{126640}{18 \times 0.888 \times 348} = 16.51 \text{ cm}^2$$

Section minimale

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u, A_s \text{ et } A_{\min}) = 24.18 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 + 7HA14 = 24.85 cm² avec un espacement St = 14 cm.

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{24.85}{4} = 6.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA10 = 6.79 cm² avec un espacement St = 13 cm.

Vérification de la contrainte au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_{u2}l + q_{u1} \frac{l}{2} = (2.88 \times 3.5) + \frac{36.35 \times 3.5}{2}$$

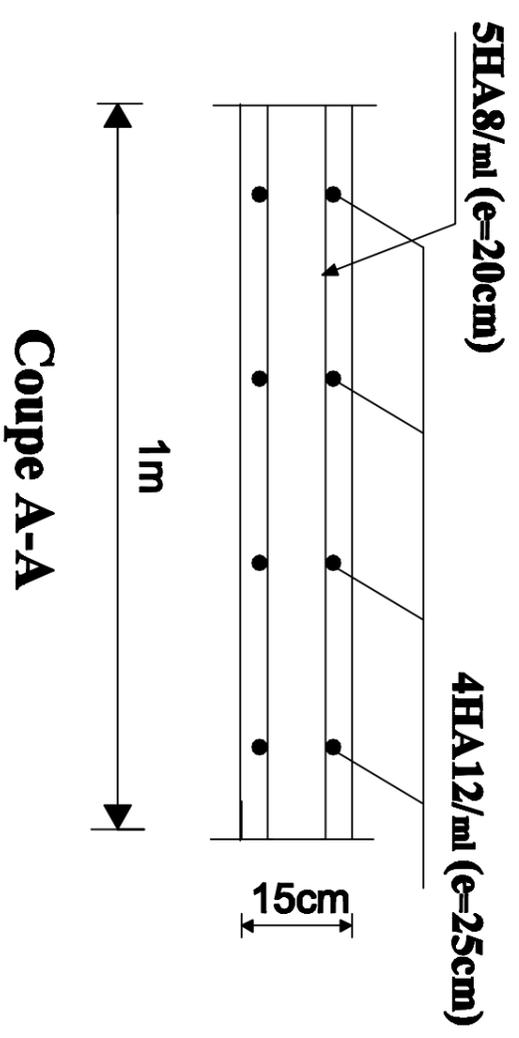
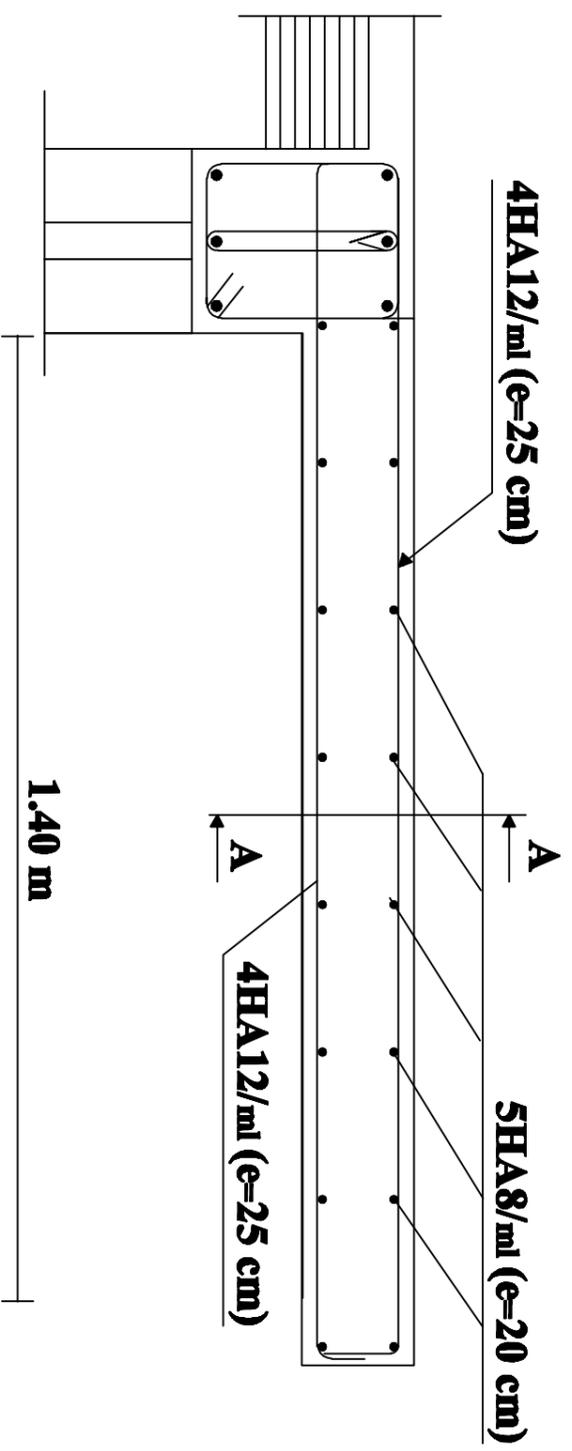
$$V_u = 10.08 + 63.61 = 73.69 \text{ kN}$$

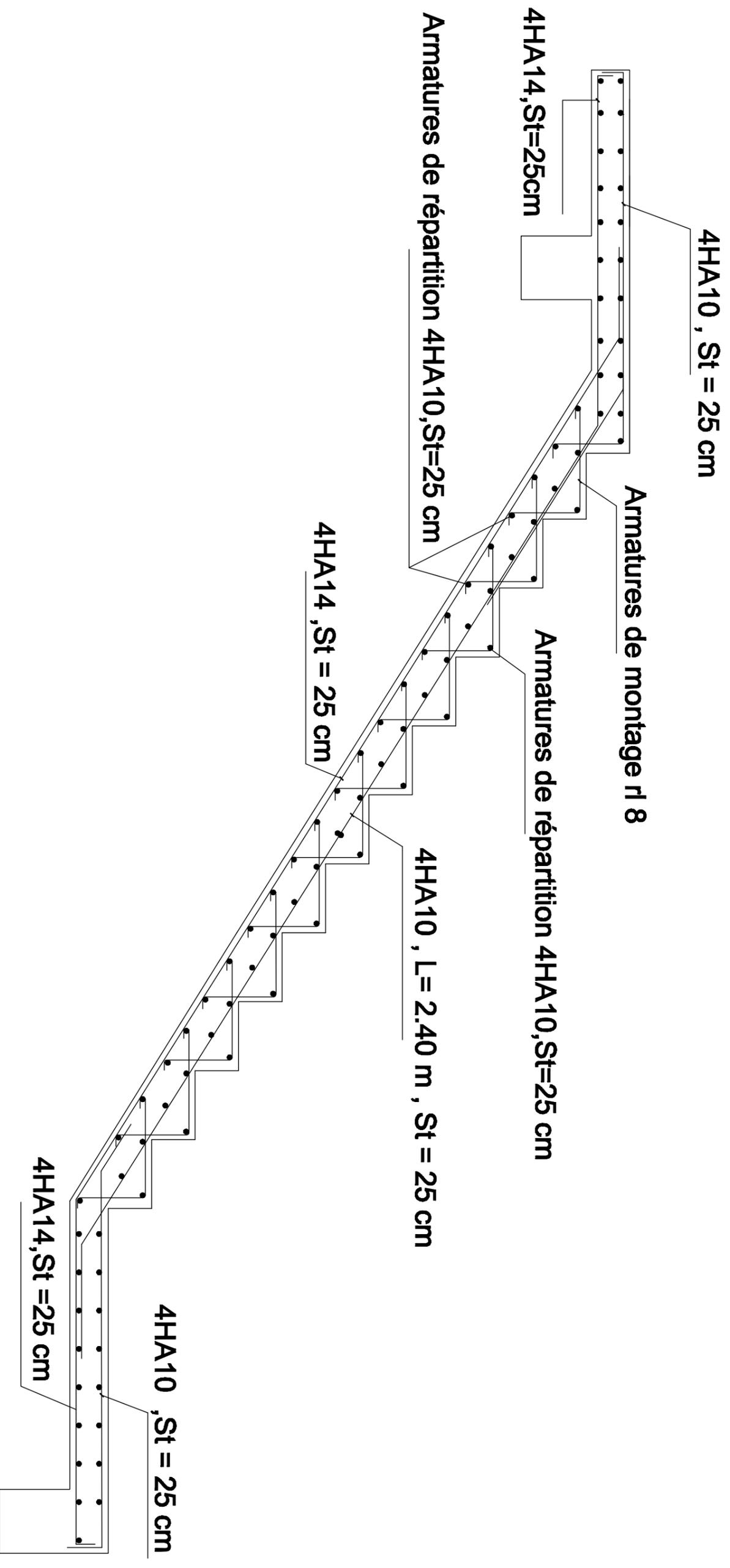
$$\tau_u = \frac{73690}{1000 \times 180} = 0.4 \leq \tau_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

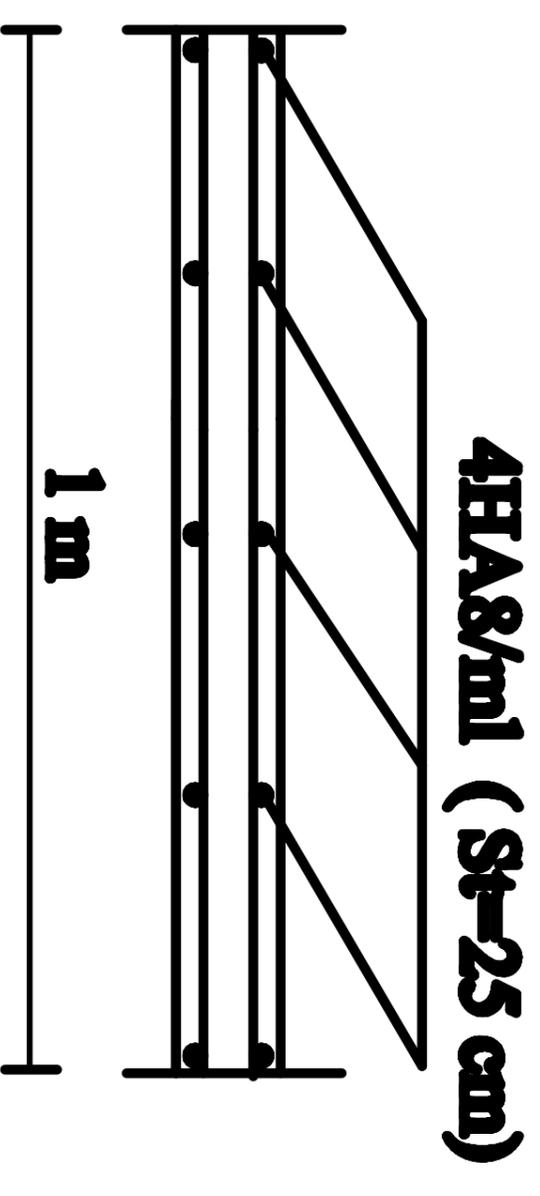
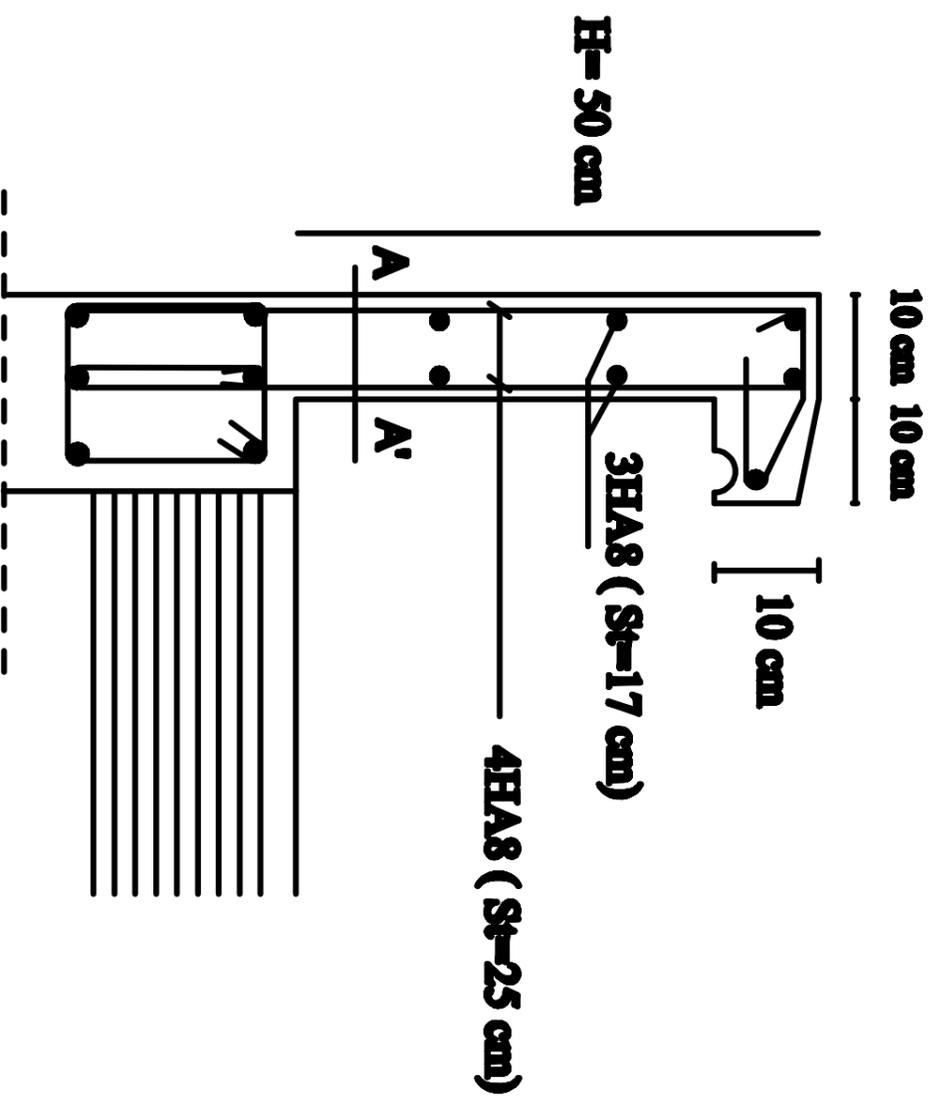
→ Le plan de ferrailage est en annexe

Bibliographie

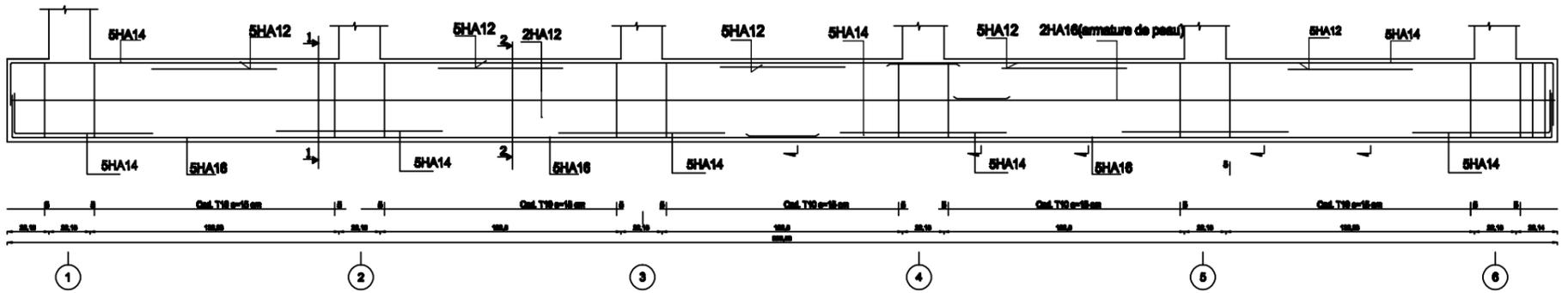
- BAEL 91, modifié 99 : règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- RPA 99, modifié 2003 : règles parasismiques algériennes.
- DTR-BC-22 : charges et surcharges d'exploitation.
- CBA 93 : conception 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.



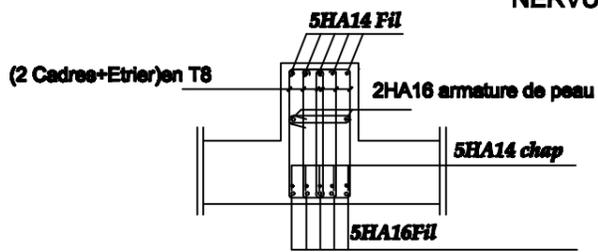




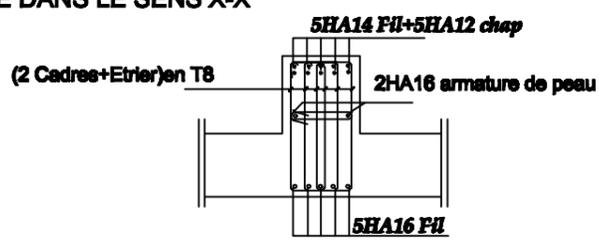
Coupe A-A



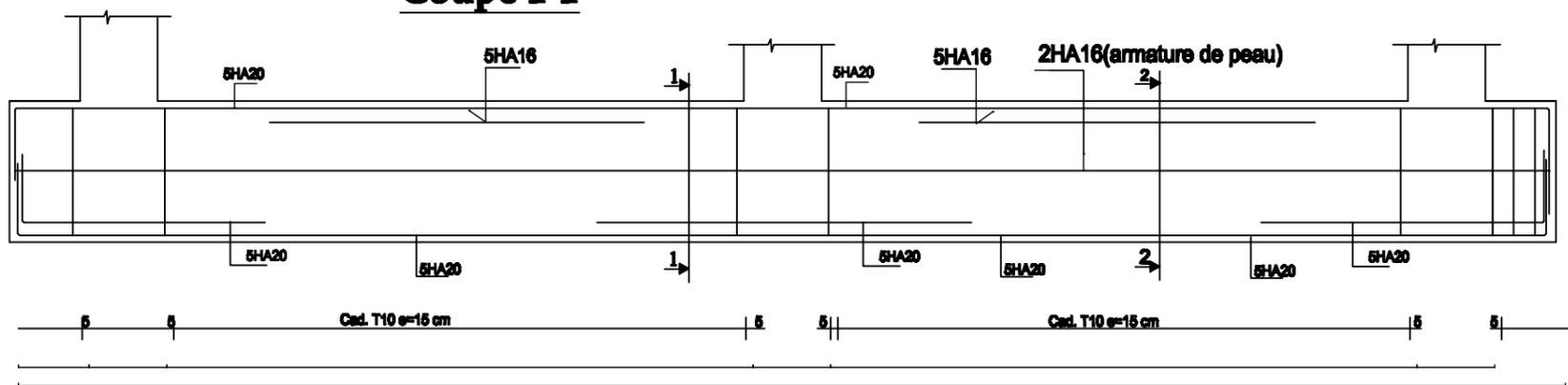
NERVURE DANS LE SENS X-X



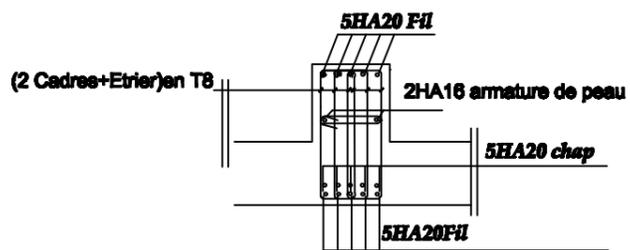
Coupe 1-1



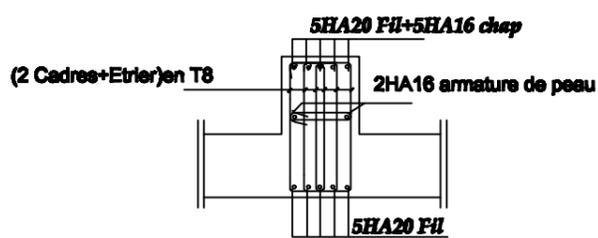
Coupe 2-2



NERVURE DANS LE SENS Y-Y

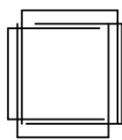


Coupe 1-1

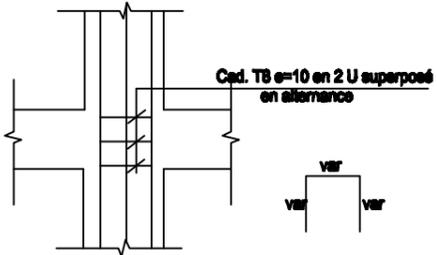


Coupe 2-2

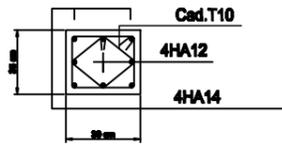
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Hammani de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BELKACEM Zahia BELLADJEL Kamella	Plan de Ferrailage de la nervure	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	septembre 2017



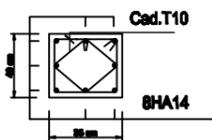
NOTA:
tous les nœuds des poteaux doivent être détaillés comme indiqué sur le schéma



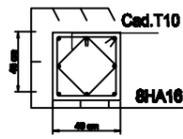
TYPE DE FACONNAGE			
F.1	F.2	F.3	F.4
F.5	F.6	F.7	F.8



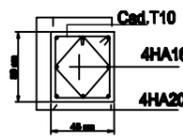
COUPE 5



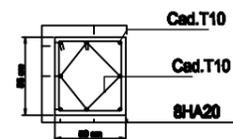
COUPE 4



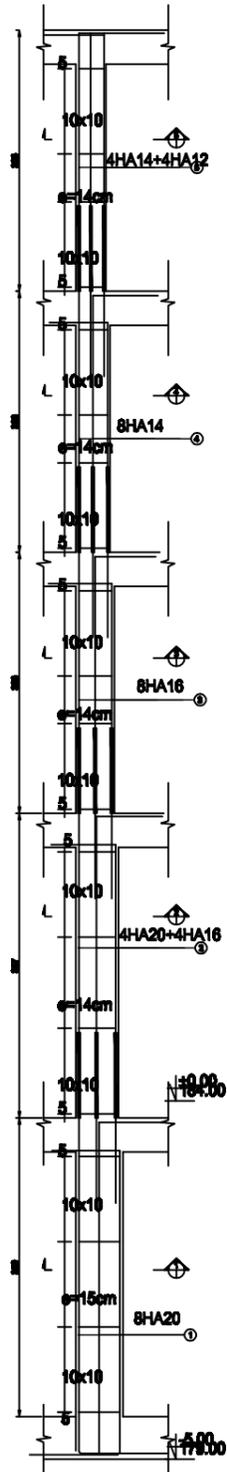
COUPE 3



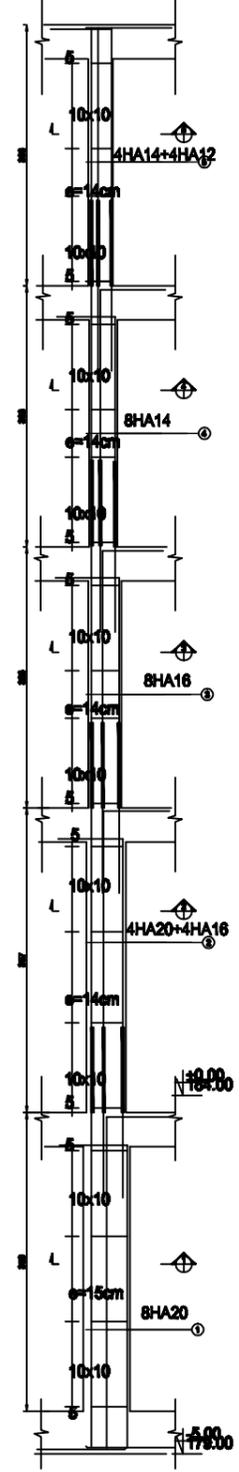
COUPE 2



COUPE 1

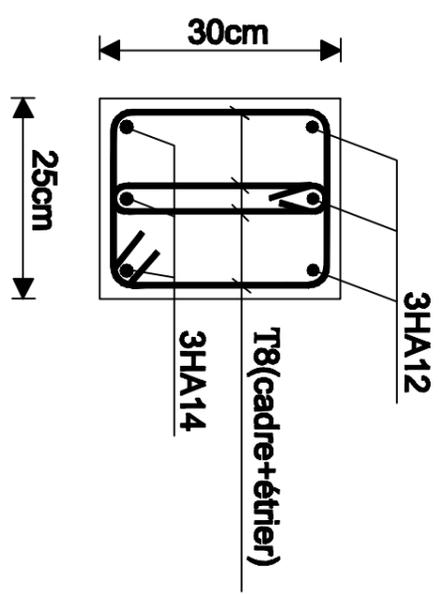
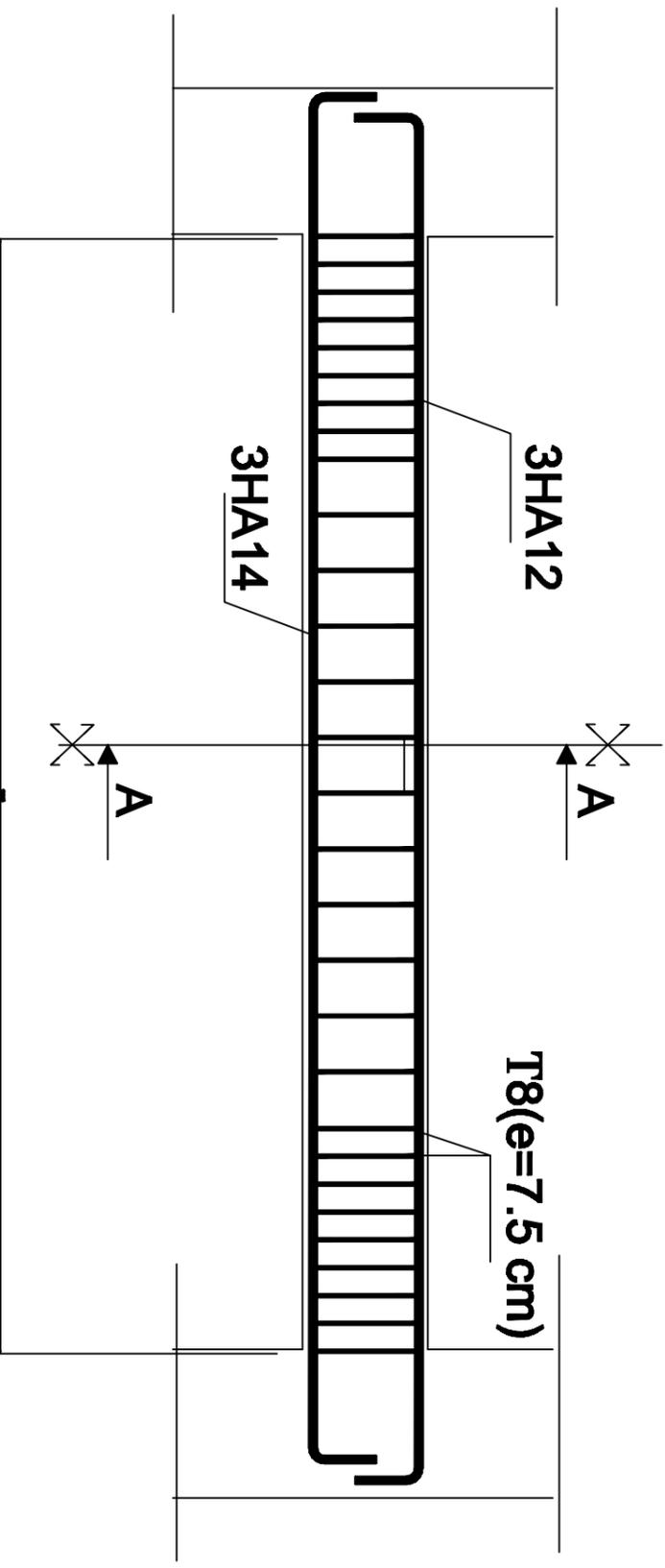


Poteau de rive

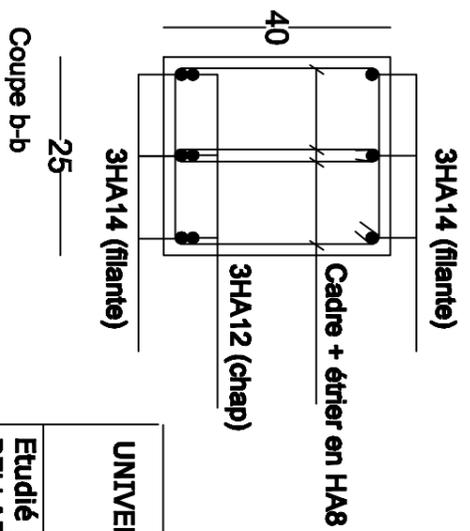
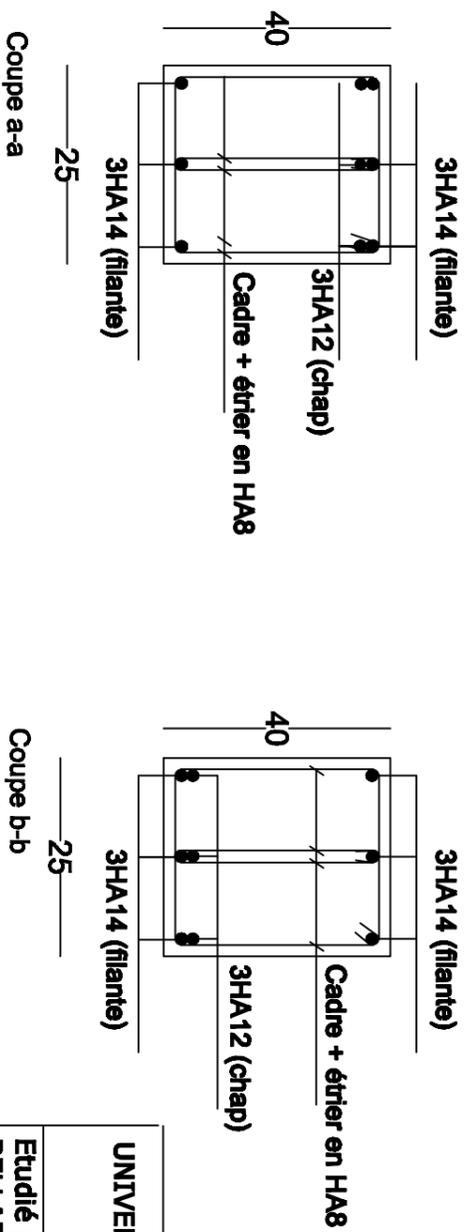
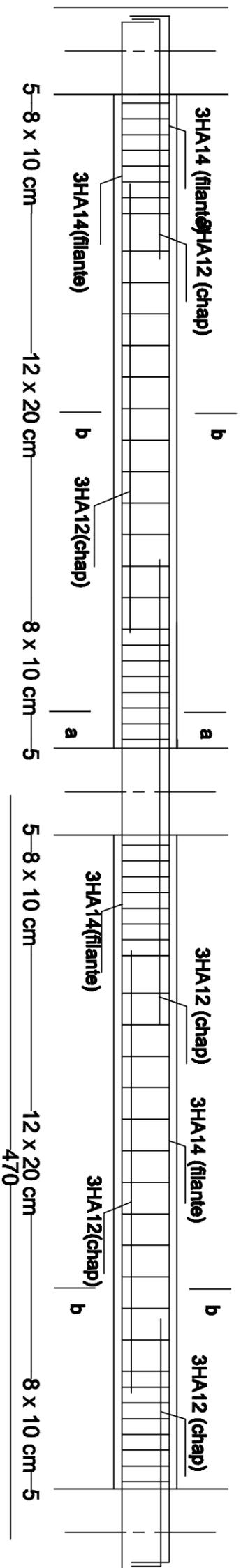


Poteau central

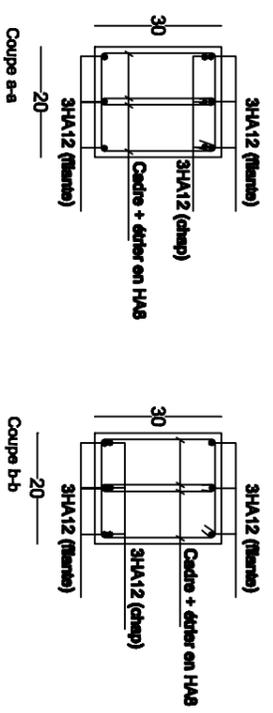
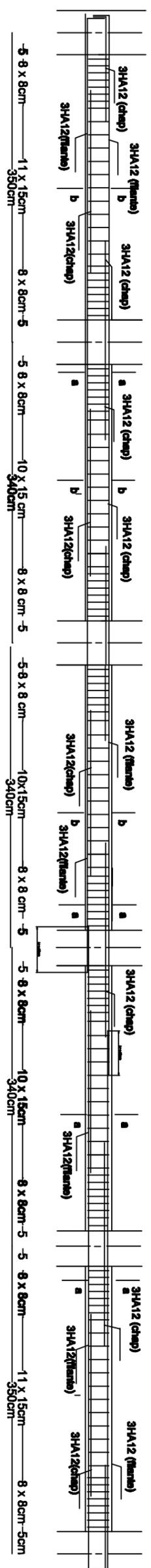
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BELKACEM Zahia BELLADJEL Karima	Plan de Ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	septembre 2017



Coupe A-A

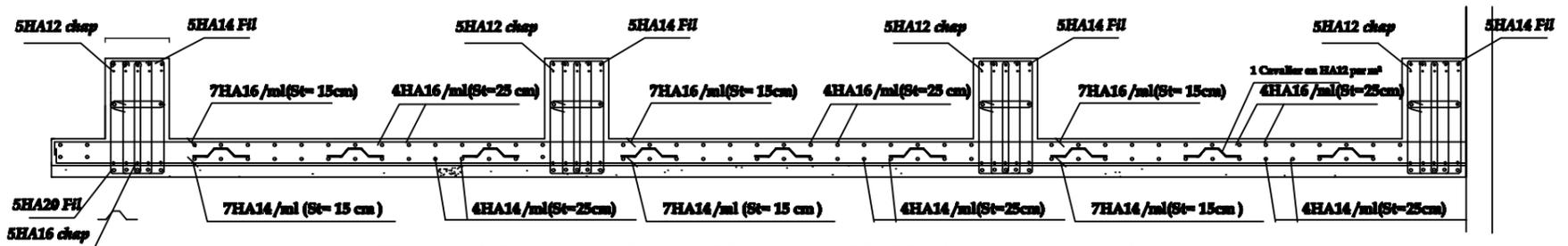
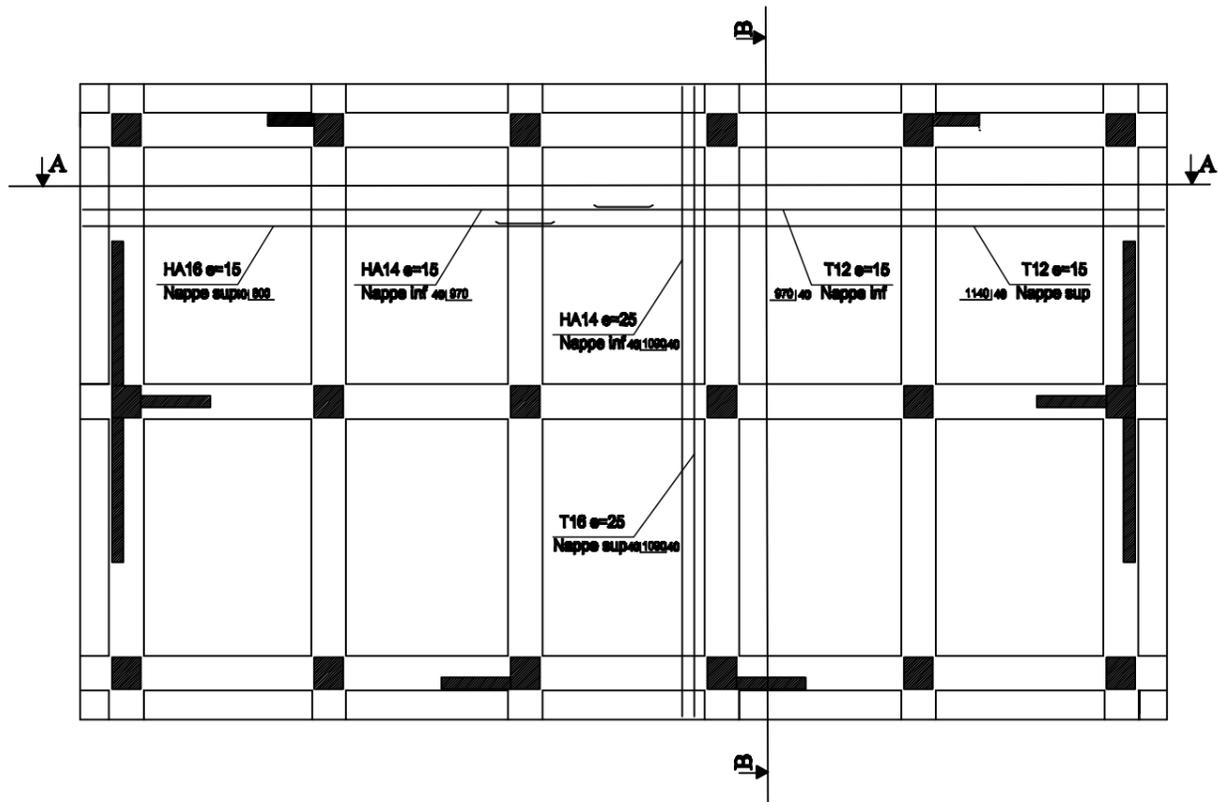


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: BELLADJEL Kamelia BALKACEMI Zahia	Plan de ferrailage des poutres principales	
Dirigé par: Mme BOUZELHA Karima	Echelle: 1/50	
		septembre 2017

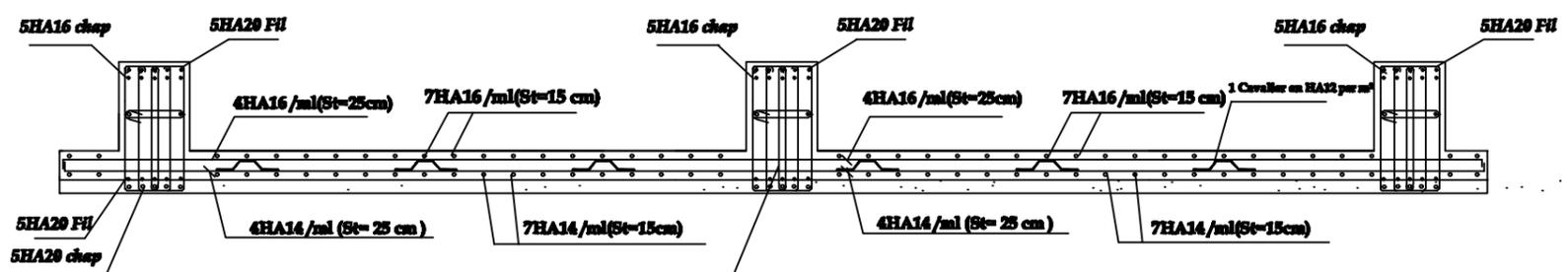


UNIVERSITE MOULOUD MANNERT DE TIZI OUZOU		Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: BELLADJEL Kamelia BAUKACENI Zahia		Plan de ferrailage des poutres secondaires	
Dirigé par: Mme BOUZELHA Karima		septembre 2017	

Echelle: 1/50

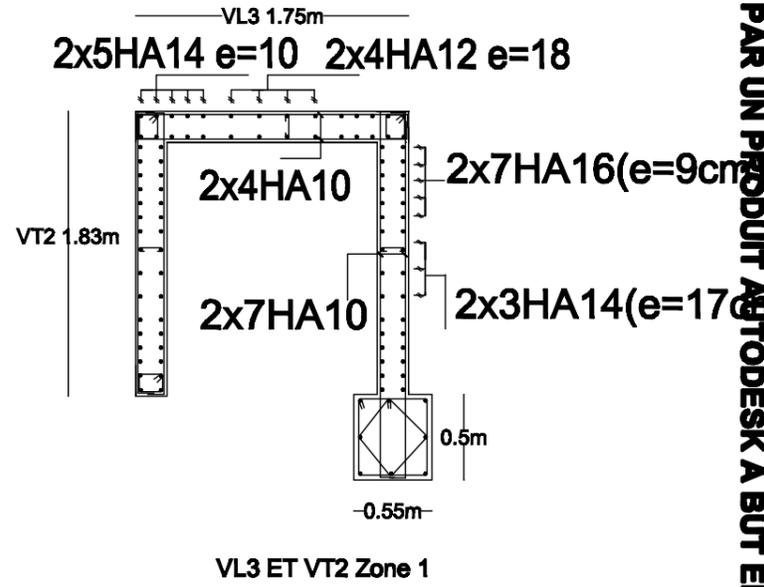
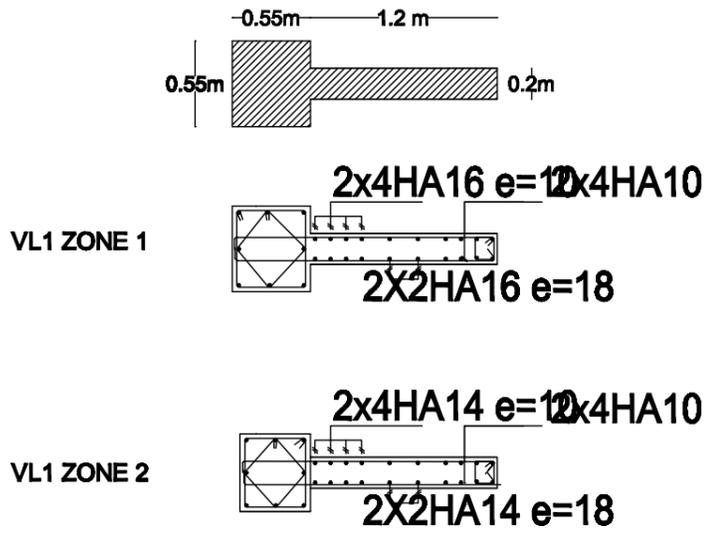
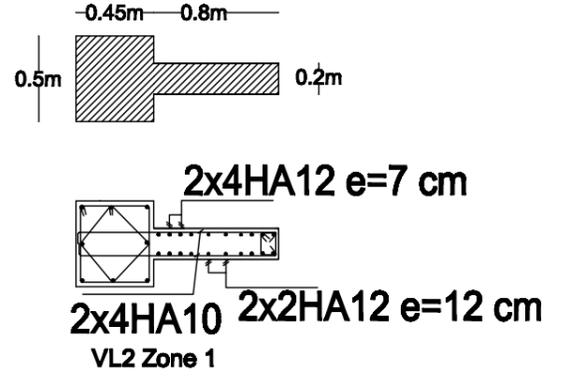
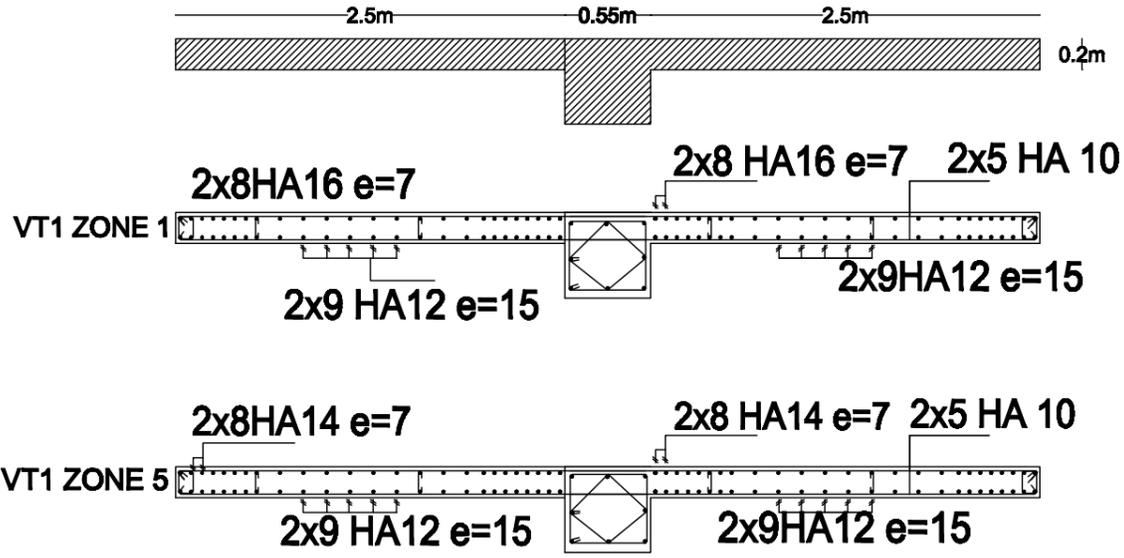


Ferrailage de la dalle sens X-X (coupe A-A)



Ferrailage de la dalle sens Y-Y(coupe B-B)

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par BELKACEMI Zahia BELLADJEL Kamella	Plan de Ferrailage du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme BOUZELHA Karima	septembre 2017



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF