

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

**Etude d'une structure (R+4+S-Sol) à usage
d'habitation contreventée par voiles et portiques**



Dirigé par :

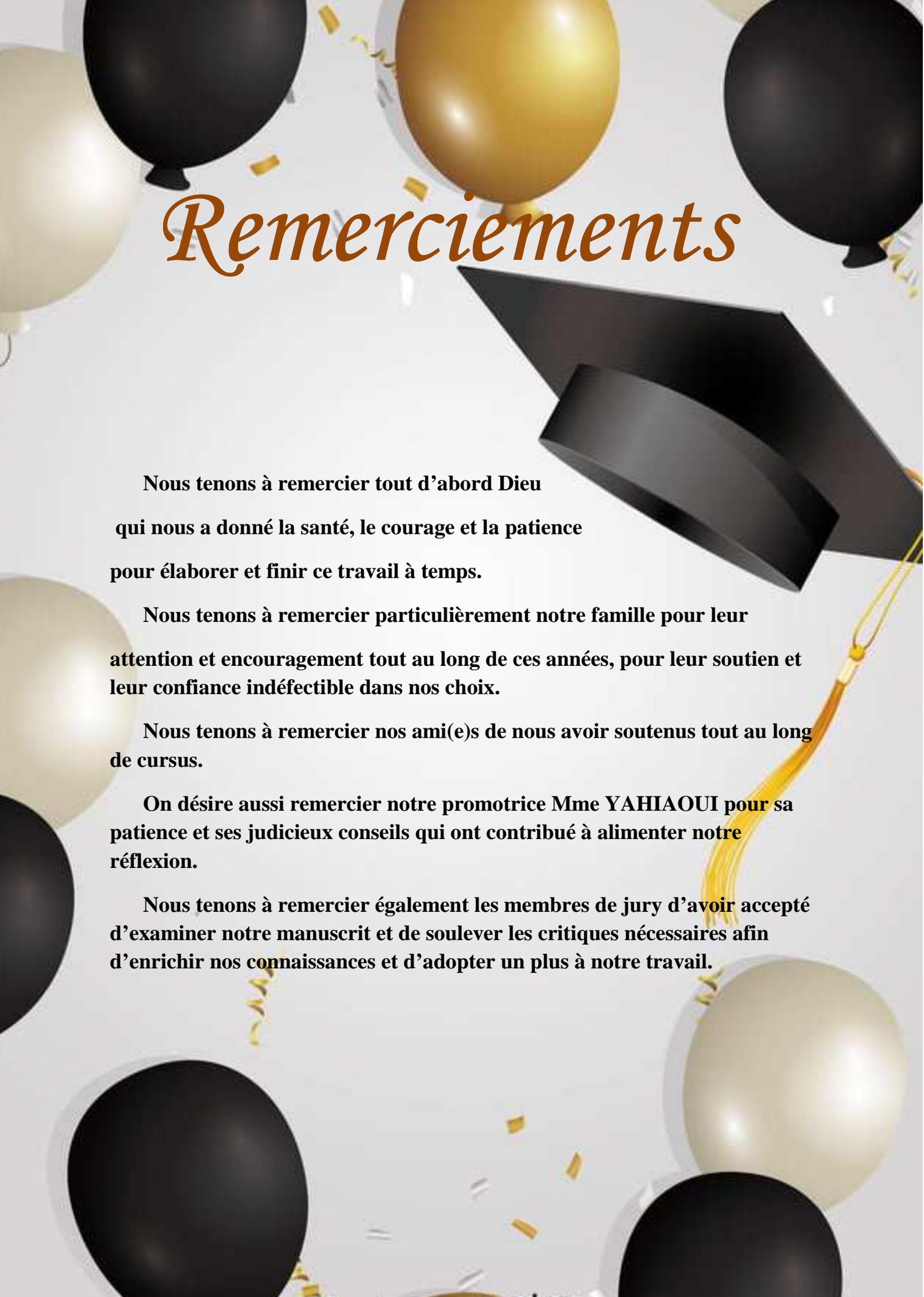
M^{me} YAHIAOUI

Etudié par :

M^{elle} CHIKHAOUI LYNA

M^{elle} CHIKHAOUI LYCIA

PROMOTION 2019-2020



Remerciements

**Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu
qui nous a donné la santé, le courage et la patience
pour élaborer et finir ce travail à temps.**

**Nous tenons à remercier particulièrement notre famille pour leur
attention et encouragement tout au long de ces années, pour leur soutien et
leur confiance indéfectible dans nos choix.**

**Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long
de cursus.**

**On désire aussi remercier notre promotrice Mme YAHIAOUI pour sa
patience et ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre
réflexion.**

**Nous tenons à remercier également les membres de jury d'avoir accepté
d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin
d'enrichir nos connaissances et d'adopter un plus à notre travail.**



Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents qui ont toujours été là pour nous, et qui nous ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A nos sœurs : Manel , Sarah et Romayssa

A nos neveux : Abderaouf et Amine

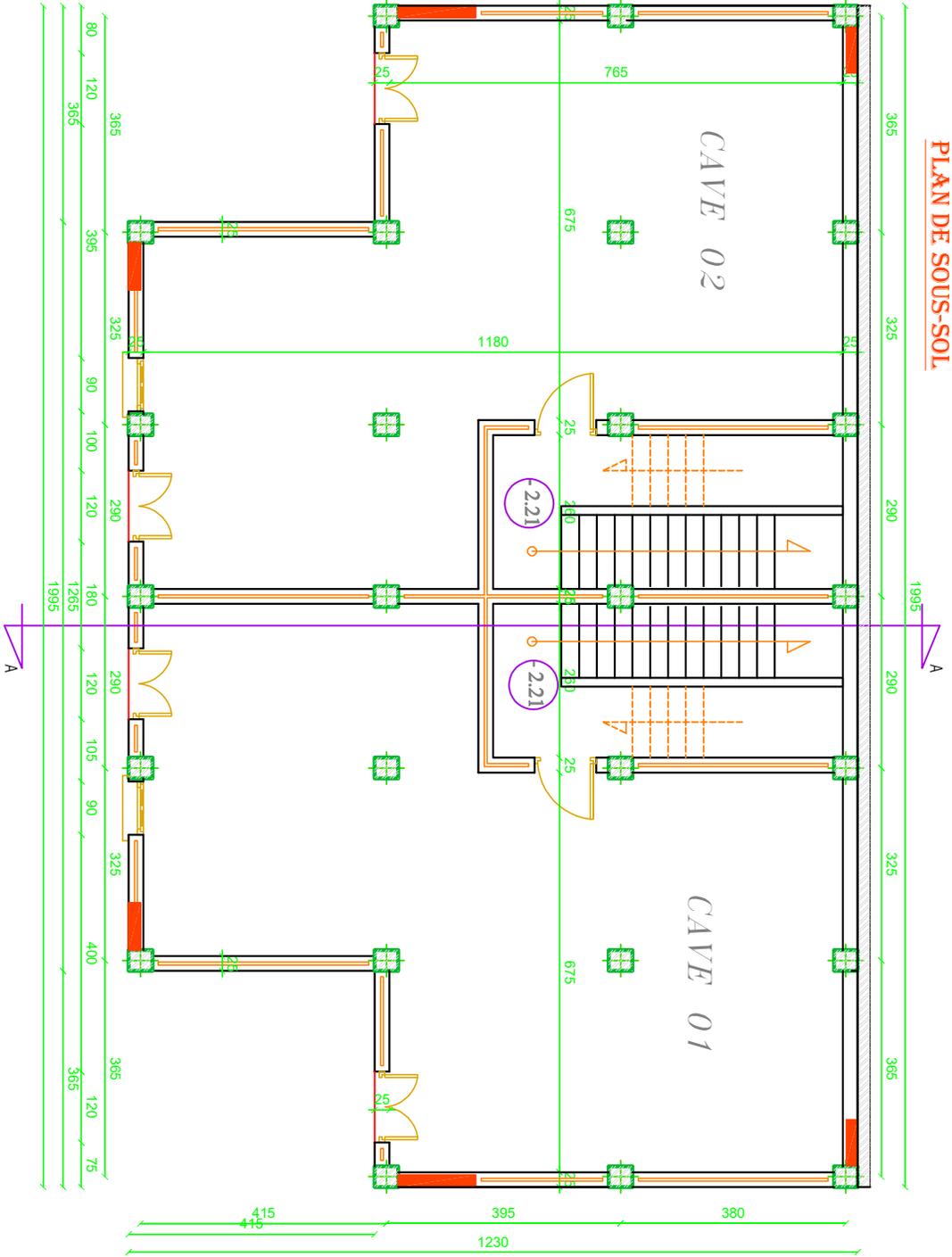
A notre chère grand-mère , nos tantes et oncles.

A nos amis : Tinhinane, Yassine, Menad, Amina, Brahim, Zina, Zahra

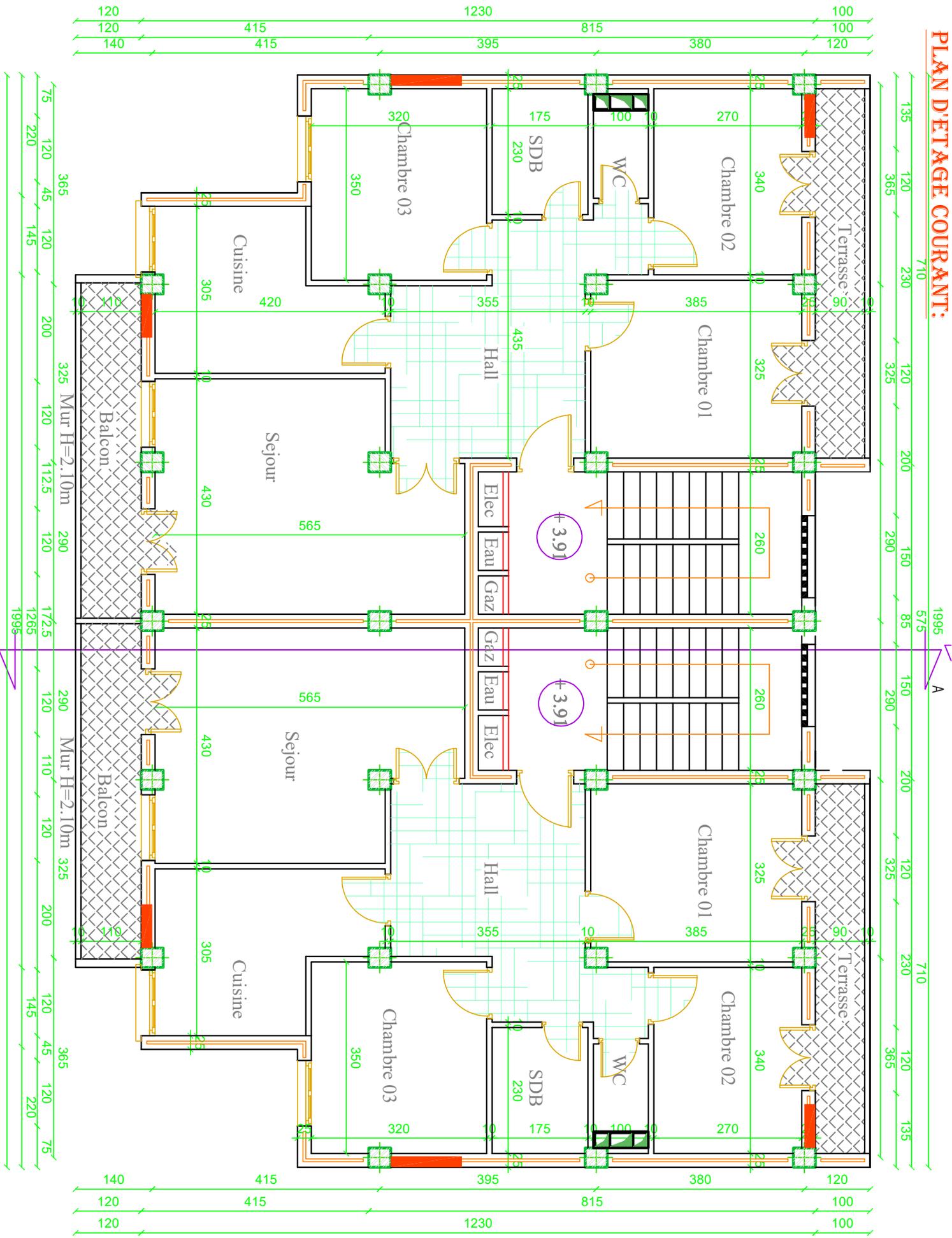
A toute la promotion CCI spécialement.

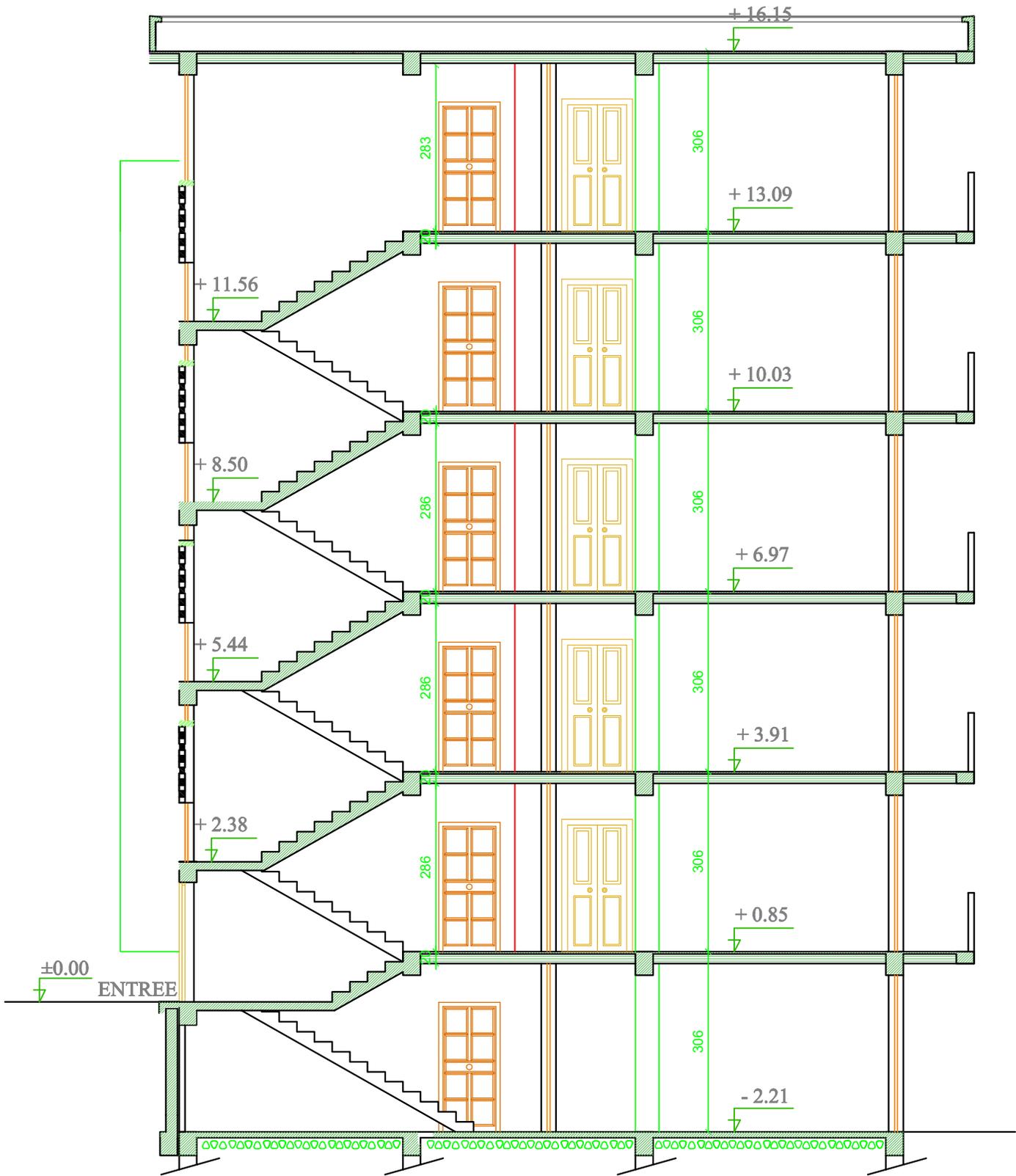
Lyna et Léticia

PLAN DE SOUS-SOL

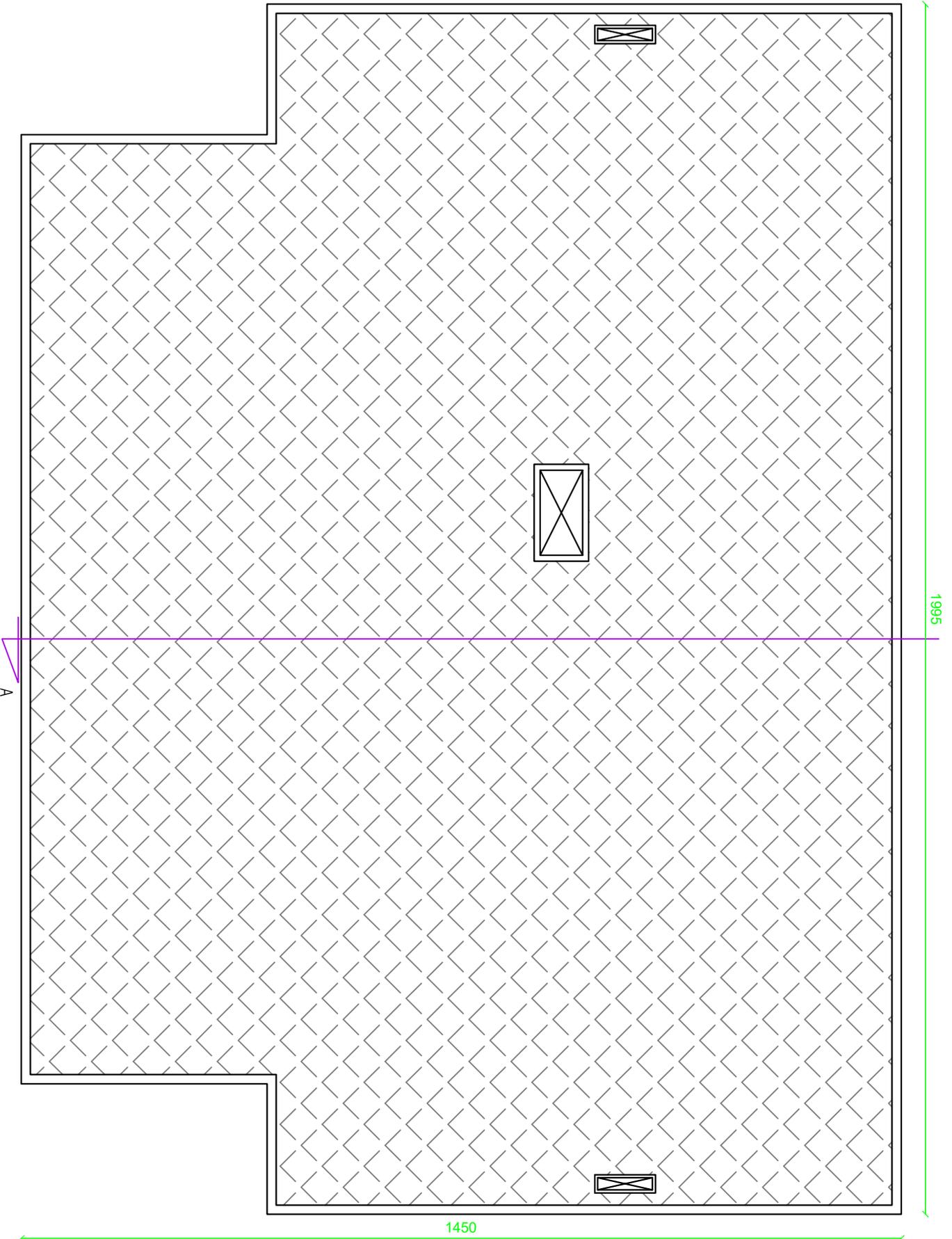


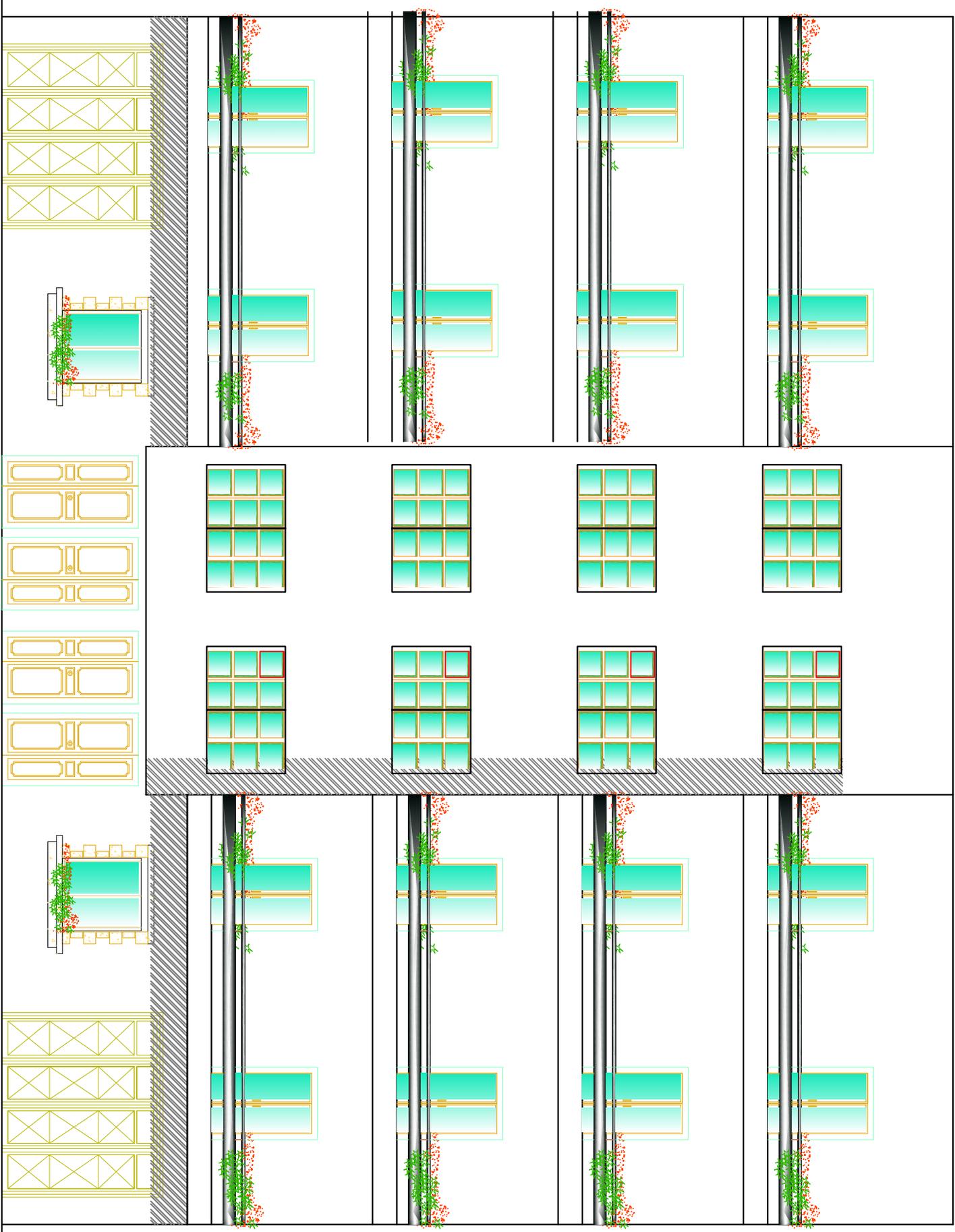
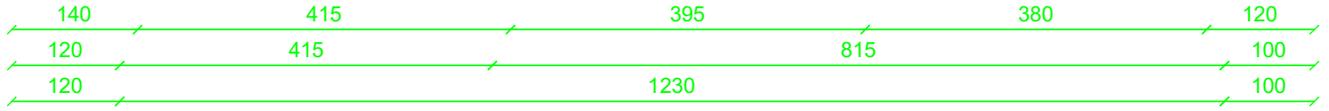
PLAN D'ETAGE COURANT:





PLAN DE TOITURE





FAÇADE PRINCIPALE

Liste des figures

Figure I.1 diagramme des contraintes-déformations pour le béton (ELU	Page 6
Figure I.2 diagramme des contraintes-déformations pour le béton(ELS.....	Page 6
Figure I.3 : diagramme des contraintes-déformations dans les aciers.....	Page 10
Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	Page 11
Figure II.2 : coupe d'un voile en élévation	Page 14
Figure II.3 : coupe du voile en plan	Page 14
Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère	Page 21
Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes	Page 22
Figure.III.1.3 : Section soumise à une flexion composée.....	Page 22
Figure III.2.1 : Coupe transversal du plancher	Page 27
Figure III.2.2: Treillis soudées de (20x20)cm ²	Page 28
Figure III.2.3: Surface revenant aux poutrelles	Page 28
Figure III.2.4: Poutre à deux travées	Page 32
Figure.III.2.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	Page 34
Figure.III.2.6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page 34
Figure III.2.7: Poutre à 4 travées	Page 35
Figure III.2.8: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	Page 35
Figure.III.2.9: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page35
Figure III.2.10: Poutre à 6 travées	Page 36
Figure.III.2.11: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	Page 36
Figure.III.2.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page 37
Figure.III.2.13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS	Page 42
Figure.III.2.14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	Page 43
Figure.III.3.1 : Charge revenant à la poutre de chainage.....	Page 47
Figure III.3.2: Diagramme des Efforts internes.....	Page 48
Figure III.3.3: Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS	Page 52

Figure III.4.1: Coupe verticale d'un escalier	Page 55
Figure III.4.2 : Schéma statique de l'escalier	Page 56
Figure III.4.3 : Schéma statique (ELU.....	Page 58
Figure III.4.4: Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	Page 60
Figure III.4.5: Diagramme des moments fléchissant(ELU.....	Page 61
Figure III.4.6 : Schéma statique (ELU.....	Page 64
Figure III.4.7: Diagramme des efforts internes à l'ELS	Page 66
Figure III.4.8: Diagramme des moments fléchissant(ELS	Page 67
Figure III.5.1 : Schéma statique à l'ELU.....	Page 70
Figure III.5.2 : Schéma statique à l'ELS	Page 71
Figure III.5.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU	Page 72
Figure III.5.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.....	Page 75
Figure IV.1 : Spectre de calcul.....	Page 79
Figure IV.2 : Introduction du spectre de réponse.....	Page 80
Figure IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme	Page 81
Figure IV.4: chargement des plancher	Page 81
Figure IV.5 : Introduction des combinaisons d'actions	Page 82
Figure IV.6 : Encastrement des appuis	Page 83
Figure IV.7 : le diaphragme	Page 83
Figure IV.8 : Modèle 3D de la structure	Page 84
Figure IV.9 : vérification des modes de vibration.....	page 85
Figure IV.10: vérification des modes de vibration.....	Page 85
Figure IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base.....	Page 87
Figure IV.12 : Charges verticales reprise par les voiles.....	Page 88
Figure IV.13: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques	Page 88
Figure IV.14 : Charges horizontales reprise par les voiles	Page 89
Figure IV.15: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques	Page 89

Figure IV.16 : Charges horizontales reprise par les voiles.	Page 90
Figure IV.17 : Déplacement max suivant X.	Page 94
Figure IV.18 : Déplacement max suivant Y.....	Page 94
Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes (SEC et SET).....	Page 119
Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes (SPC).	Page 120
Figure VI.1 : distribution de la réaction par mètre linéaire.....	Page 131
Figure VI.2 : Diagramme des moments.	Page 133
Figure : VI.3 : Ferrailage des longrines.	Page 137
Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque.	Page 139
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.	Page 140

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique des aciers	Page 8
Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	Page 9
Tableau II.1 : Sections des poutres	Page 13
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux	Page 15
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant	Page 15
Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs	Page 16
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs	Page 16
Tableau II.6: Surcharge d'exploitation des éléments secondaires	Page 16
Tableau II.7 : Poids propre des éléments.....	Page 17
Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation	Page 17
Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges	Page 18
Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges	Page 18
Tableau II.11: vérification des sections des poteaux selon le (RPA 99 mod 2003.....	Page 19
Tableau II.12: Vérification des poteaux au flambement.....	Page 19
Tableau II.13: Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage	Page 20
Tableau III.2.1: Moments aux appuis à ELS	Page 42
Tableau III.2.2: Moments en travées à ELS	Page 42
Tableau III.2.3: Les efforts tranchant à ELS	Page 43
Tableau III.4.1: Charge revenant au palier	Page 57
Tableau III.4.2 : Charge revenant à la volée	Page 57
Tableau IV.1. : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	Page 86
Tableau IV.2 : Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure.....	Page 87
Tableau IV.3 : Critères du facteur de qualité.....	Page 91
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	Page 92
Tableau IV.5 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x	Page 92

Tableau IV.6 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y	Page 92
Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.....	Page 93
Tableau V.1.1 : Ferrailage des Poutres principales non adhéres aux voiles	Page 101
Tableau V.1.2: Ferrailage des Poutres principales adhéres aux voiles	Page 102
Tableau V.1.3 : Ferrailage des Poutres secondaires non adhéres aux voiles	Page 102
Tableau V.1.4: Ferrailage des Poutres secondaire adhéres aux voiles.....	Page 103
Tableau V.1.5 : Vérification aux cisaillements.....	Page 103
Tableau V.1.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.....	Page 104
Tableau V.1.7 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures.....	Page 104
Tableau V.1.8 : Vérification de l'entrainement des barres	Page 105
Tableau V.1.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP.....	Page 107
Tableau V.1.10: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS.....	Page 107
Tableau V.1.11: Vérification de la flèche (PP	Page 107
Tableau V.1.12: Vérification de la flèche (PS	Page 108
Tableau V.2.1: Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.....	Page 114
Tableau V.2.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.....	Page 114
Tableau V.2.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone	Page 115
Tableau V.2.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées.....	Page 115
Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	Page 116
Tableau V.2.6 : Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS.....	Page 116
Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	Page 117
Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinales	Page 127
Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles transversales	Page 128
Tableau VI.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal	Page 130
Tableau VI.2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale	Page 130
Tableau VI.3 : résultante des charges sous poteaux à l'ELS	Page 131
Tableau VI.4 : résultante des charges sous poteaux à l'ELU.....	Page 132
Tableau VI.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.....	Page 133

Tableau VI.6: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée	Page 134
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes aux appuis	Page 136
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes en travée	Page 136
Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque	Page 141
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS	Page 142

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	Page 01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	Page 02
Chapitre II : Pré dimensionnement.....	Page 15
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	Page 21
III.1.L'acrotère	Page 21
III.2.Planchers	Page 27
III.3.Poutre de chaînage	Page 47
III.4.Escaliers	Page 54
III.5.Poutre palière.....	Page 70
Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA.....	Page 77
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	Page 96
VI.1.Poutres.....	Page 96
VI.2.Poteaux.....	Page 109
VI.3.Voiles	Page 118
Chapitre VI : Etude d l'infrastructure	Page 129
Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....	Page 139
CONCLUSION GENERALE	Page 144

Bibliographie

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

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

Parmi les grands problèmes qui touchent le domaine du génie civil ; l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dans le but d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé, constitué d'un (R+4+sous-sol) ayant un contreventement mixte (poteaux-voiles), implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est une zone de sismicité moyenne (IIa).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures en génie civil, notamment BAEL91, RPA99 version 2003 ...

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La deuxième est basée sur le calcul des éléments.
- La troisième est basée essentiellement sur la modélisation numérique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I : Généralités

Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (sous-sol+RDC+4 étages) en béton armé, implanté au lotissement Touares 2 lot n°449 commune de Draa Ben Khedda , zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon les règles (Art 3.1 RPA 99/version 2003).D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

• En plan :

- Longueur totale du bâtiment : $B=19,95$ m.
- Largeur totale du bâtiment : $L=12,30$ m.

• En élévation :

- Hauteur du sous-sol : $H_s=3,06$ m.
- Hauteur du RDC : $H_r=3,06$ m.
- Hauteur de l'étage courant : $H_e=3,06$ m.
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t=16,75$ m.

I.3.Les éléments de l'ouvrage :

• L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres) ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

• Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.ils remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur :

- **Plancher à corps creux** : ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60 cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) en béton armé.
- **Plancher en dalle pleine** : pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

• Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs :** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

• Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Ce sont des escaliers à deux volées et un palier de repos qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

• Balcons :

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

• Acrotère :

C'est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

• Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.

• Fondation :

Situé à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.4.Règlementations et normes utilisées :

Les règlements et les normes utilisées sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **CBA93** (Code de Béton Armé).
- **RPA99 révisé 2003** (Règlement Parasismique Algérien).
- **BAEL91** (Béton Armé Aux Etas Limites).
- **DTR B.C.2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

➤ **DTR B.C.2.331** (Règles de Calculs des Fondations Superficielles).

I.5. Les états limites:

On distingue deux états limites de calcul :

1. Etat limite ultime (ELU) :

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

2. Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. On distingue:

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.6. Les caractéristiques mécaniques des éléments :

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, sable, d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

La masse volumique de béton est égale à **2500kg/m³**.

Le poids volumique de béton :

- **2300 à 2400 daN/m³** s'il n'est pas armé.
- **2500 daN/m³** s'il est armé.

a. Résistance caractéristique à la compression : f_{cj} .

Le béton est défini par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :
(Art A.2.1.11/BAEL91)

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

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour l'étude de ce projet on prend **$f_{c28}=25 \text{ MPa}$** .

b. Résistance à la traction : f_{tj} (Art A.2.1.12/BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, noté f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

c. Contrainte limite du béton :

• Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL91 mod99}).$$

Avec :

θ : coefficient dépendant de l'application des combinaison d'action (durée de la charge).

On a :

- $\theta = 0,85$ quand $t < 1h$
- $\theta = 0,90$ quand $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1,00$ quand $t > 24h$

Et γ_b : coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ en situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

A $j=28$ jours en situation courante ($\gamma_b = 1,5$) et durable $\theta = 0,85$.

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \approx 14,2 \text{ MPa}$$

❖ Diagramme de contrainte-déformation : (Art A.4.3.4 BAEL91)

Le diagramme (parabole rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance,

le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad f_{bc} = 0,25 f_{bu} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta} \times \gamma_b$$

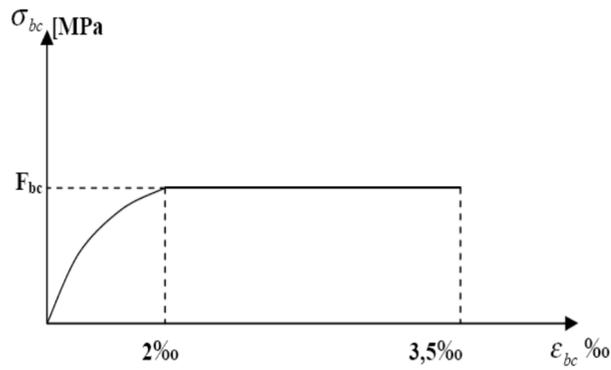


Figure I.1 diagramme des contraintes-déformations pour le béton (ELU).

• **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{CBA93 (Art A.4.5.2)}$$

A j=28 jours : $\sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

❖ **Diagramme de contrainte-déformation :**

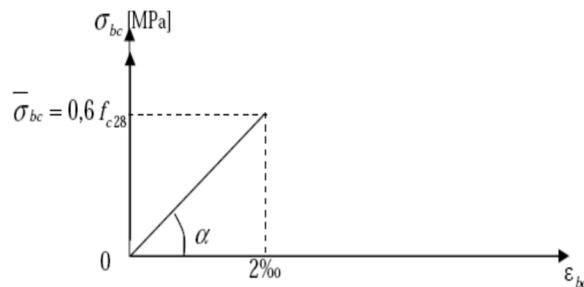


Figure I.2 diagramme des contraintes-déformations pour le béton(ELS).

• **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL).**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

τ_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à l'ELS.

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

❖ **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right).$$

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right).$$

d. Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL91.

• **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (**J**) jours noté E_{ij} est égale à :

Dans notre cas :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1.21 BAEL91}).$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule :

Dans notre cas :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1.22 BAEL91}).$$

$$E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : ($E_{ij} = 3E_{vj}$)

e. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{MPa})$$

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de poisson.

f. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal : (Art A 2.1.3 BAEL91)

- { ν = 0 (ELU) pour le calcul des sollicitations (Section fissurée à ELU).
- { ν = 0,2 (ELS) pour le calcul des déformations ... (Section non fissurée à ELS).

I.7.2.Acier :

a. Définition :

L'acier est fabriqué à partir de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b. Différents types d'aciers :

• **Les treillis soudés :**

Les trillés soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

• **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci a fin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

c. Les caractéristiques mécaniques des aciers :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
haute adhérence (HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Treillis soudés	FeE500	500	550	12
	FeE520	520	550	8

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique des aciers.

Selon (**Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec **Fe ≤ 500 MPa**, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à **5%**.

d. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité):

Pour tous les aciers utilisé, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Art A2.2.1 BAEL91 mod99).

e. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers pris égal à **0,3**.

f. Les contraintes limites :

• **A l'ELU :**

$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ (Art A.4.3.2 BAEL)

γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec :

➤ $\gamma_s=1,15$ situation durable.

➤ $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle.

Nuance de l'acier (MPa)	Situation courante (MPa)	Situation accidentelle (MPa)
Fe=400	$\sigma_{st} = 348$	$\sigma_{st} = 400$
Fe=520	$\sigma_{st} = 452$	$\sigma_{st} = 500$

Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

• **A l'ELS :** (Art A.4.3.2 BAEL91 mod99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures).

D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissuration :

❖ **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer sauf que :

$$\sigma_{st} \leq \frac{F_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 mod99}).$$

❖ **Fissuration préjudiciable :** cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,30$ pour les aciers haute adhérence (H.A) $\phi < 6\text{mm}$.

$\eta=1,60$ pour les aciers haute adhérence (H.A) $\phi \geq 6\text{mm}$.

❖ **Fissuration très préjudiciable :** Cas des éléments qui doivent assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art A.4.5.34 BAEL91 mod99}).$$

g. Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant.

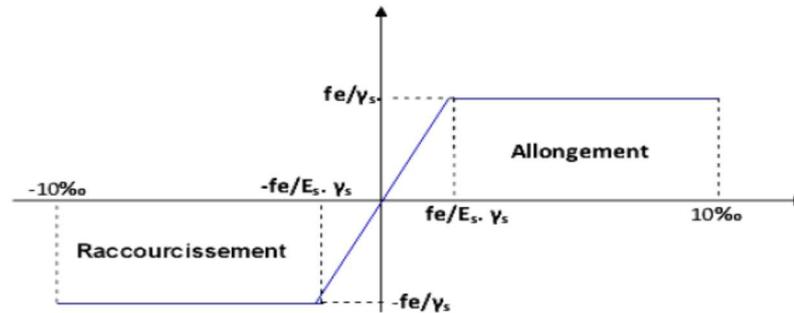


Figure I.3 : diagramme des contraintes-déformations dans les aciers.

h. Protection des aciers : (Art A2.2.2 BAEL91 mod99).

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivante :

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 2\text{cm}$: Pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis aux condensations.
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
éléments

Introduction :

Après avoir définis les caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux utilisés, on passe au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles et à la détermination des différentes charges et surcharges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers :

II.1.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est une paroi horizontale de la structure séparant deux niveaux d'un bâtiment, il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 mod 99}).$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de poutrelles.

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (zone IIa) égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Dans notre cas : $L_{\max} = (365 - 25) = 340 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15,11 \text{ cm}.$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Ainsi, on adoptera un plancher de type (16+4) qui sera valide pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur de corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

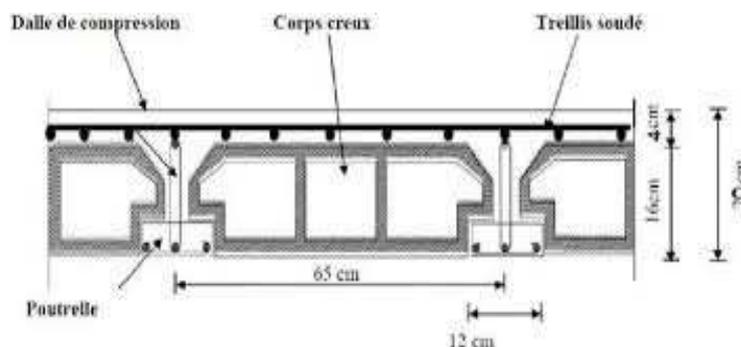


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles), leurs dimensions sont définies par les relations suivantes (**BAEL91 mod99**) :

➤ Hauteur de la poutre : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$

➤ Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$

Avec :

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

Selon (**Art7.5.1/RPA99 mod 2003**), les dimensions des poutres de zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b_p \geq 20\text{cm}$.
2. Hauteur : $h_p \geq 30\text{cm}$.
3. Rapport : $\frac{h_p}{b_p} \leq 4$
4. $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.3.1. Poutre principale :

Ce sont les poutres qui reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

• **Hauteur h_{pp} :** $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Dans notre cas : $L_{\max}=415-25=390\text{ cm}$.

$$\frac{390}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \leq h_{pp} \leq 39 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{pp}=35\text{ cm}$.

• **Largeur b_{pp} :** $0,4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0,7h_{pp}$

$$(0,4 \times 35) \leq b_{pp} \leq (0,7 \times 35) \rightarrow 14 \leq b_{pp} \leq 24,5$$

On prend : $b_{pp}=30\text{cm}$.

II.3.2. Poutre secondaire :

Ce sont des poutres non porteuses, elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

• **Hauteur h_{ps} :** $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Dans notre cas : $L_{\max}=365-25=340\text{ cm}$.

$$\frac{340}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h_{ps} \leq 34 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{ps}=30 \text{ cm}$.

• **Largeur b_{ps} :** $0,4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0,7h_{ps}$

$$(0,4 \times 30) \leq b_{ps} \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 12 \leq b_{ps} \leq 21$$

On prend : $b_{ps}=25 \text{ cm}$.

II.3.3.Poutres de chaînage :

• **Hauteur h_{pc} :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$L_{max}=365-25=340 \text{ cm.}$$

$$\frac{340}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h_{pc} \leq 34 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{pc}=25 \text{ cm}$.

• **Largeur b_{ps} :** $0,4h_{pc} \leq b_{pc} \leq 0,7h_{pc}$

$$(0,4 \times 30) \leq b_c \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 12 \leq b_c \leq 21$$

On prend : $b_{pc}=20 \text{ cm}$.

II.3.5.Vérification des exigences :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre de chaînage	Vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	25	OK
$h/b \leq 4$	1,16	1,20	1,25	OK
$b \geq 20\text{cm}$	30	25	20	OK
$b_{max} \leq 1,5h + b_1$	77,5	70	62,5	OK

Tableau II.1 :Sections des poutres.

Finalement les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :

- Poutres principales : **(30x35) cm²**
- Poutres secondaires : **(25x30) cm²**
- Poutre de chaînage : **(20x25) cm²**

II.4.Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé coulés sur place. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1/RPA99 mod 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($L_{\min} \geq 4a$).

D'après le même article l'épaisseur du voile 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 ($a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$).

L_{\min} : porté min des voiles.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

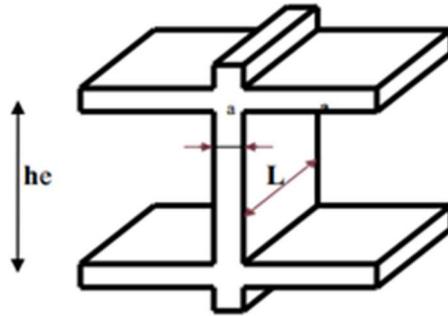


Figure II.2 : coupe d'un voile en élévation.

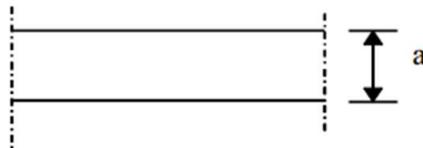


Figure II.3 : coupe du voile en plan

II.4.1. Calcul de l'épaisseur :

Pour le cas de notre structure nous avons des **voiles linéaires** donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h_{e \max} - h_{\text{plancher}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

Nous adoptons pour tous les voiles une épaisseur de : **$a=20\text{cm}$** .

II.4.2. Vérification des exigences du RPA :

Les voiles satisfaisants à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm.}$ (**condition vérifiée**).

II.5. Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux en béton armé de sections généralement carré, rectangulaire ou circulaire, ils constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'un étage à un autre jusqu'aux fondations.

Leurs pré dimensionnement se fait à l'**ELS** en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal.

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N_s : effort normal de compression repris par le poteau. Avec $N_s = G + Q$. (BAEL91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression ; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure et en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le DTR B.C2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

a. Charges permanentes (G) :

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G (KN/m ²)
1-Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Béton en forme de pente.	0.07	22	1.54
4-Feuille de polyane			0.01
5-Isolation thermique	0.05	4	0.20
6-Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
7-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=5.72

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux.

- **Plancher étage courant :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G (KN/m ²)
1-Maçonnerie en brique creuse.	0.1	9	0.9
2-Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3-Mortier de pose	0.02	20	0.40
4-Couche de sable	0.03	18	0.54
5-Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			G=5.28

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.

- **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G(KN/m ²)
1-Enduis de ciment	0.02	20	0.40
2-Brique creuse	0.1	9	0.90
3-Lame d'aire	0.05	-	-
4-Brique creuse	0.1	9	0.90
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=2.40

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs.

- **Murs intérieurs :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	0.1	9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=1.30

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

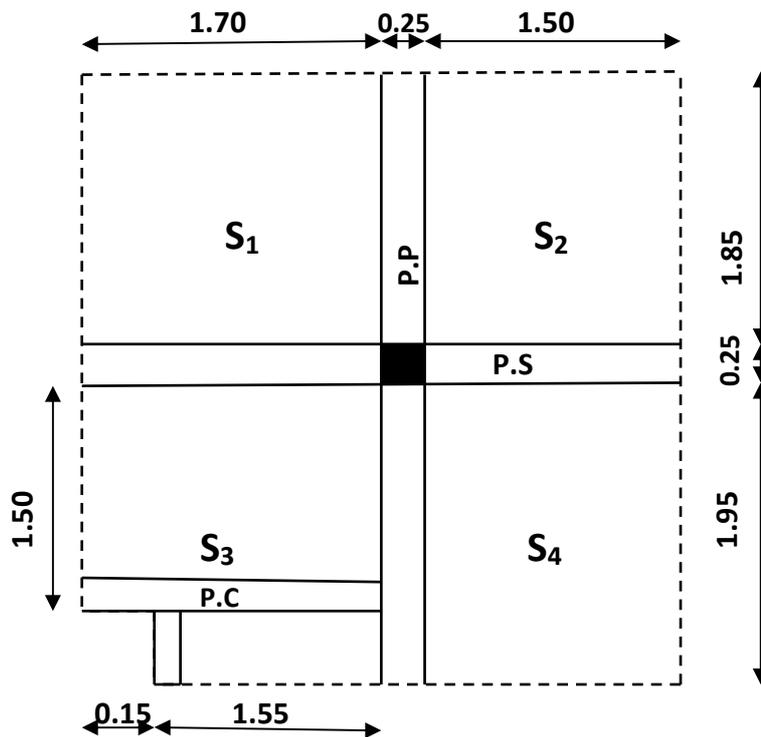
b. Surcharges d'exploitation (Q) :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher étage à usage d'habitation	1.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	1
Garage	2.5
Etage des caves	2.5

Tableau II.6: Surcharge d'exploitation des éléments secondaires.

II.5.2.Décence des charges :

a. Surface d'influence :



➤ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_1 = 1.7 \times 1.85 = 3.15 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.5 \times 1.85 = 2.78 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1.95 \times 1.55) + (1.50 \times 0.15) = 3.24 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.5 \times 1.95 = 2.93 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 12.10 \text{ m}^2$$

b. Poids propre des éléments :

Elément	Poids propre G	Résultats (KN)
Poutre principale	0.30x0.35x3.8x25	9.98
Poutre secondaire	0.25x0.30x3.2x25	6.00
Poutre de chaînage	0.20 x 0.25 x 1.70 x 25 + 0.20 x 0.25 x 0.65 x 25	2.94
Poteau RDC+étage courant+sous-sol	0.25x0.25x3.06x25	4.78
Plancher habitation	12.10 x 5.28	63.89
Plancher terrasse	12.10 x 5.72	69.21

Tableau II.7: Poids propre des éléments.

c. Surcharges d'exploitation :

Elément	Surcharge Q	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 12.10 \times 1$	12.10
Plancher étage courant	$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 12.10 \times 1.5$	18.15
Plancher RDC	$Q_5 = 12.10 \times 2.5$	30.25
Plancher SS	$Q_6 = 8.86 \times 2.5$	22.15

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

II.5.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le DTR nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

• **Calcul des surcharges :**

Terrasse: $Q_0 = 12.10 \text{ KN}$.

Et 04 : $Q_0 + Q_1 = 12.10 + 18.15 = 30.25 \text{ KN}$.

Et 03 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.10 + 0.95 (18.15 + 18.15) = 46.58 \text{ KN}$.

Et 02 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.10 + 0.9 (18.15 + 18.15 + 18.15) = 61.10 \text{ KN}$.

Et 01 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.10 + 0.85 (18.15 + 18.15 + 18.15 + 18.15) = 73.81 \text{ KN}$.

RDC : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.10 + 0.8 (18.15 + 18.15 + 18.15 + 18.15 + 30.25) = 94.38 \text{ KN}$.

Sous-sol : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.10 + 0.75 (18.15 \times 4 + 30.25 + 22.15) = 105.85 \text{ KN}$.

• **Dimensionnement des poteaux :**

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)	Efforts normaux (KN)	Sections (cm ²)	
	Plancher	poteaux	poutres	G _{total}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}	N _s = G _c + Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	S
terrasse	69.21	00	15.98	85.19	85.19	12.10	97.29	64.86	-
4	63.89	4.78	15.98	84.65	169.84	30.25	200.09	133.39	30x30
3	63.89	4.78	15.98	84.65	254.49	48.40	302.89	201.93	35x35
2	63.89	4.78	15.98	84.65	339.14	66.55	405.69	270.46	35x35
1	63.89	4.78	15.98	84.65	423.79	84.70	508.49	338.99	35x35
RDC	63.89	4.78	15.98	84.65	508.44	114.95	623.39	415.59	40x40
SS	63.89	4.78	15.98	84.65	593.09	137.10	730.19	486.79	40x40

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges.

II.5.4. Vérification relative au coffrage : (RPA 99mod 2003 Art 7.4.1).

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

poteaux	Condition exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 30	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 35	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 40	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée

Tableau II.11: vérification des sections des poteaux selon le (RPA 99 mod 2003).

II.5.5.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.

Afin d’éviter ce flambement, on doit limiter l’élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL 91 mod 99 B8.4.1)}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement d’un poteau (L_f=0.7 L₀).

L₀ : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration (i=√^I/_B).

I : Moment d’inertie du poteau : I_{xx}=b.h³/12 , I_{yy}=h.b³/12 .

B : Section transversale du poteau (B=bxh).

poteau	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement L _f	Moment d’inertie (m ⁴) I _{min} =h.b ³ /12	Rayon giration (cm) i	L’élancement de poteau λ	Observation
	L ₀ (cm)	B (cm ²)					
30x30	306	900	214.2	67500	8.66	24.73	C.V
35x35	306	1225	214.2	125052.08	10.10	21.21	C.V
40x40	306	1600	214.2	213333.33	11.55	18.55	C.V

Tableau II.12: Vérification des poteaux au flambement.

Conclusion :

Après avoir fait les calculs et les vérifications nécessaires, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

Eléments	Pré-dimensionnement
Planchers corps creux	(16+4) cm
Poutres	PP : (30x35) cm ²
	PS : (25x30) cm ²
	PC : (20x25) cm ²
Voile	a =20 cm
Poteaux	SS, RDC : (40x40) cm ²
	Et1, Et2 et Et3 : (35x35) cm ²
	Et4 : (30x30) cm ²

Tableau II.13: Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage.

Chapitre III :

Calcul des éléments non-structuraux

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91(mod 99) et le RPA2003.

III.1.L'Acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale)(Q) non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

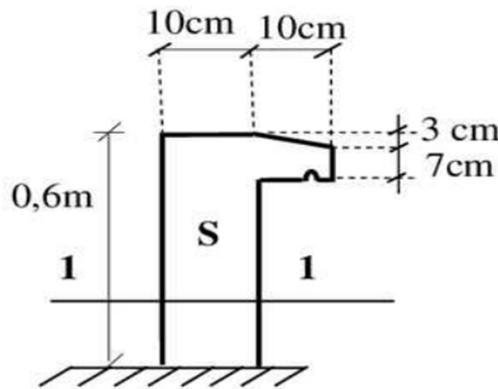


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

• **Chargement :**

- Poids propre :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

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

• **Sollicitations :**

- Efforts normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,71 \text{ KN}$

- Efforts tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times h \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m.}$

• Schéma statique :

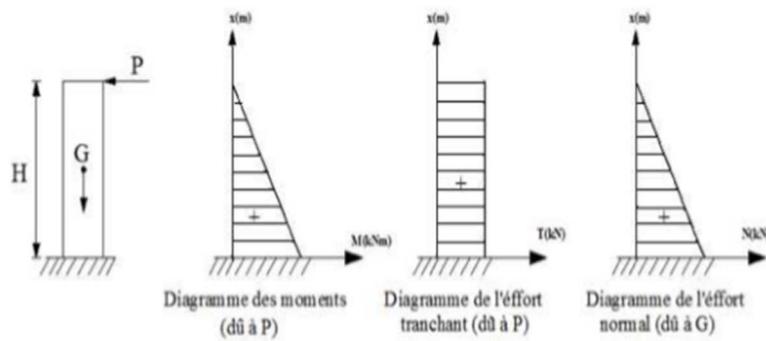


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes.

III.1.3. Les combinaisons de charges :

• ELU : $1.35G + 1.5Q$

- $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN}$
- $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$
- $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$

• ELS: $G + Q$

- $N_s = N = 1.71 \text{ kN}$
- $T_s = T = 1 \text{ kN}$
- $M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$

III.1.4. Ferrailage:

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

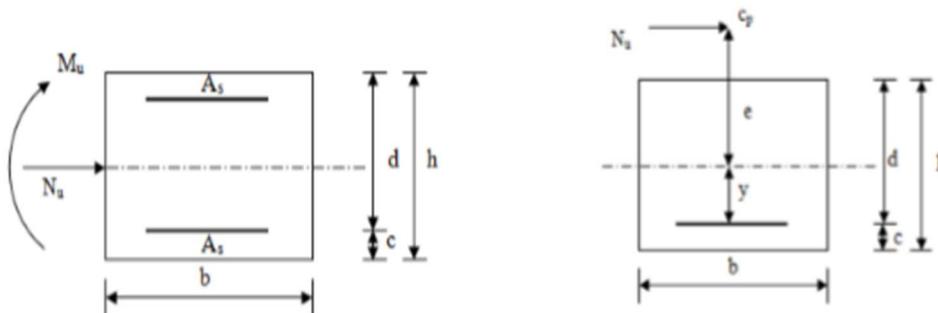


Figure.III.1.3 : Section soumise à une flexion composée.

Avec :

- $h = 10 \text{ cm}$; Epaisseur de la section.
- $b = 100 \text{ cm}$; Largeur de la section.
- $c = c' = 3 \text{ cm}$; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
- $d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$; La hauteur utile.

III.1.5. Calcul à l'ELU :

✓ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39m = 39 \text{ cm}$

- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$

- $e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Calcul en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

Avec:

g : Distance entre le centre de gravité des armatures tendues et le centre de pression (Cp)

$$M_f = 2.31 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right]$$

$$M_f = 0.95 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

⇒ **Section simplement armée(SSA).**

D'après le tableau :

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

✓ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.32 \text{ cm}^2$$

A_{sc} = 0 → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art: A.4.2.1, BAEL91/modifiées 99)

- **Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185} \right)$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$

$f_e = 400 \text{ MPa.}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35m = 35cm$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \left(\frac{35-0.445 \times 7}{35-0.185 \times 7} \right) = 0,80 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{min}=0,80 \text{ cm}^2 > A_{st}=0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **la condition n'est pas vérifiée.**

Remarque:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section minimale.

$$A_{st} = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/ml.$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_{st} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3HA8=1,50 cm² avec un espacement : $S_t = 60/3 = 20\text{cm}$

Et ils seront disposés pour une longueur de 60 cm.

b. Vérification au cisaillement : (BAEL91/Modifié99 Art. A.5.1)

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

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : ($v_u = T_u$)

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A6.1.3. BAEL/modifié99)

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,19 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

d. Ancrage des barres :(Art .A6.1 ,21 BAEL91/modifié99)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa **longueur de scellement droit** « L_s ».

- $L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400
- $L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

e. Espacement des barres : (Art .A.4.2 BAEL91/modifié99)

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm})$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.1.7.Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **La contrainte dans les aciers :** $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
- **La contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right\} \quad (\text{Art A.4.5,32/BAEL99})$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\{\eta = 1.6 \text{ H.A}\}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$, fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.67; \max(200; 201.63)\} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,359 \rightarrow \beta_1 = 0,9071$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0,9071 \times 7 \times 10 \times 2,51 \times 10^2} \rightarrow \sigma_{st} = 37.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 37,65 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \rightarrow \quad 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 3(1 - \beta_1) = 3(1 - 0,9071) = 0,28$$

$$k = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,28}{15(1 - 0,28)} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,026 \times 37,65 \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p, \dots$ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1).

W_p : Poids de l'acrotère

Dans notre cas :

- A : (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow A=0.15$
- $C_p = 0.8$ (élément en console)
- $W_p=G=1.71 \text{ kN/ml}$

D'ou : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN/ml}$.

$$F_p = 0.82 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile, d'où le ferrailage adopté précédemment conviendra.

III.1.9. Conclusion (ferrailage adopté) :

Suite aux différents calculs et les vérifications effectuées, on adoptera le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :** 5HA8 = 2,51 cm²/ml avec un espacement de 20cm.
- **Armature de répartition :** 3HA8 = 1,50 cm²/ml avec un espacement de 20cm.

III.2. Les planchers :

III.2.1 Introduction:

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Elles possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

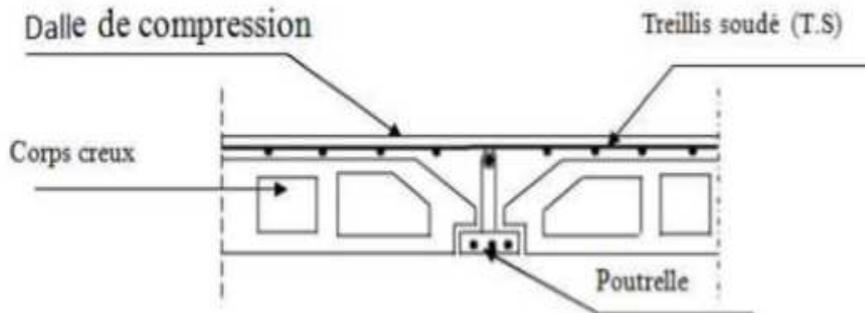


Figure III.2.1. Coupe transversal du plancher.

III.2.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL91 B.6.8, 423) :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

L : la distance entre axes des poutrelles ($L=65\text{cm}$).

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

D'où :

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

On adoptera $A_{\perp} = 5\text{HA5/ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\parallel} = 5\text{HA5/ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

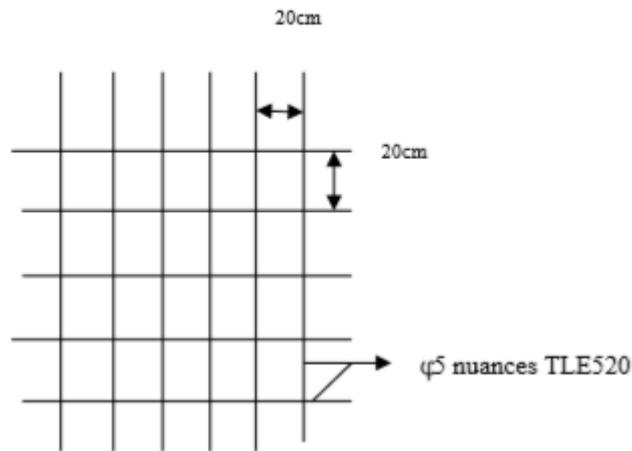


Figure III.2.2: Treillis soudées de (20x20)cm²

III.2.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

✓ **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

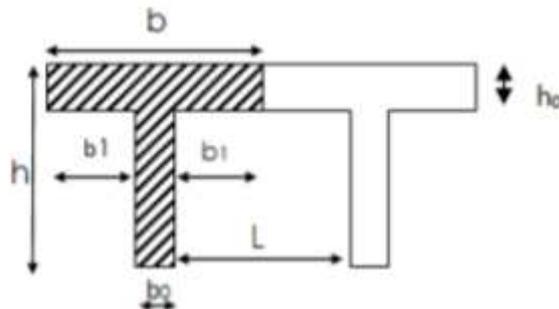


Figure III.2.3: Surface revenant aux poutrelles.

L : Distance entre deux poutrelles.

b: distance entre axes de deux poutrelle (**b = 65cm**)

h : hauteur du plancher en corps creux (**h = (16+4)cm**)

b₀: largeur de la poutrelle (**b₀ = 12cm**)

h₀: épaisseur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**)

b₁: est le débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait pour une bande de 1ml en deux étapes :

1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre (estimé à 100Kg).

✓ Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml

➤ Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

➤ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

✓ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue)

✓ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1)$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul du moment :

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,65^2}{8}$$

$$M_u = 4,16 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,65}{2}$$

$$T_u = 4,56 \text{ KN}$$

✓ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 6,10 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

✓ Calcul de la distance entre les étais :

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_1 = \mu_1 \times b_0 \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6}$$

$$M_1 = 0,27 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \left(\frac{8 \times M_1}{q_u} \right)^{1/2} = \left(\frac{8 \times 0,27}{2,5} \right)^{1/2}$$

$$l_{max} = 0,92 \text{ m}$$

2. Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur des appuis. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

✓ **Chargement :**➤ **Plancher RDC :**

Poids de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant :**

Poids de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Poids propre de plancher : $G = 5,72 \times 0,65 = 3,718 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$

✓ **Combinaison des charges :**➤ **Plancher RDC :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 1,625) = 7,071 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,432 + 1,625 = 5,057 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975) = 6,096 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,718) + (1,5 \times 0,65) = 5,994 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,718 + 0,65 = 4,368 \text{ KN/ml}$

✓ **Choix de la méthode :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

NB : Nous avons 3 cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable.

1. La méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)**

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q < \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

➤ Plancher étage courant :

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,432 = 6,864 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 < \max(6,864 ; 5 \text{ KN/ml}) = 6,864 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,718 = 7,436 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 < \max(7,436 ; 5 \text{ KN/ml}) = 7,436 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

⇒ **Condition vérifiée.**

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,25} = 1,12 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{2,90} = 1,12 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{2,90}{2,90} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{2,90}{3,25} = 0,89 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{3,65} = 0,89 \leq 1,25$$

⇒ **Condition vérifiée**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2. Principe de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée, celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode forfaitaire :**

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{q}{Q+G} \dots\dots\dots \alpha = 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

- M_0 : la valeur du moment max dans la travée indépendante : $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$

- l : La longueur entre nus des appuis.
- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes

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

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

- $0.6 M_0$: pour une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3 M_0$: pour les appuis de rive semi encastrés.

1^{er} cas : poutre n°1 (deux travées) :

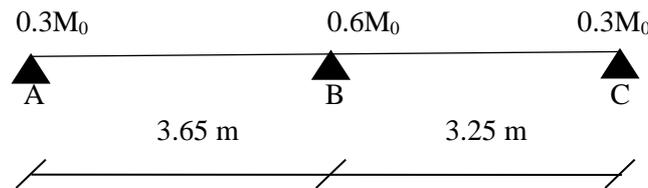


Figure III.2.4: Poutre à deux travées

• **Application de la méthode :**

On a la surcharge de RDC ($Q=2,5\text{KN/m}^2$), et l'étage courant d'habitation ($Q=1,5\text{KN/m}^2$). Donc on prend le cas le plus défavorable ($Q= 2,5\text{KN/m}^2$; $G=5,28 \text{ KN/m}^2$).

❖ **A l'ELU:**

1. Calcul de rapport de charge :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = 0,3210 < \alpha = 0,321 < \frac{2}{3}$$

- $1+0.3\alpha=1.096$
- $(1+0.3\alpha)/2= 0.548$
- $(1.2+0.3\alpha)/2=0.648$

2. Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.071 \times 3.65^2}{8} = 11.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.071 \times 3.25^2}{8} = 9.335 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 \times 11.775 = \mathbf{3.532 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{0AB}; M_{0BC}) = 0.6 \times 11.775 = \mathbf{7.065 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.3M_{0BC} = 0,3 \times 9.335 = \mathbf{2.800 \text{ KN.m}}$$

4. Calcul du moment en travée :

• **Etude de la travée (AB):**

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0AB}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0AB})] - \frac{M_A + M_B}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (12.363 ; 12.905) - \frac{3.532+7.065}{2}.$$

$$M_t = 7.064 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0,648 \times 11.775 = 7.630 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tAB} = 7.630 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée (BC):**

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0BC}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0BC})] - \frac{M_B + M_C}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (9.801 ; 10.231) - \frac{7.065+2.800}{2}.$$

$$M_t = 5.298 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.648 \times 9.335 = 6.049 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tBC} = 6.049 \text{ KN.m}$

5. Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

$$T_W = \frac{qu l_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i} \quad \text{et} \quad T_e = -\frac{qu l_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i}$$

Avec : M_{i+1} et M_i : Moments aux appuis en valeurs algébriques.

• **Travée AB :**

$$V_A = \frac{qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7.071 \times 3.65}{2} + \frac{-7.065 - (-3.532)}{3.65}$$

$V_A = 11.936 \text{ KN.}$

$$V_B = \frac{-qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{-7.071 \times 3.65}{2} + \frac{-7.065 - (-3.532)}{3.65}$$

$V_B = -13.872 \text{ KN.}$

• Travée BC :

$$V_B = \frac{qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7.071 \times 3.25}{2} + \frac{-2.800 - (-7.065)}{3.25}$$

$V_B = 12.802 \text{ KN.}$

$$V_C = \frac{-qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{-7.071 \times 3.25}{2} + \frac{-2.800 - (-7.065)}{3.25}$$

$V_C = -10.178 \text{ KN.}$

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU :

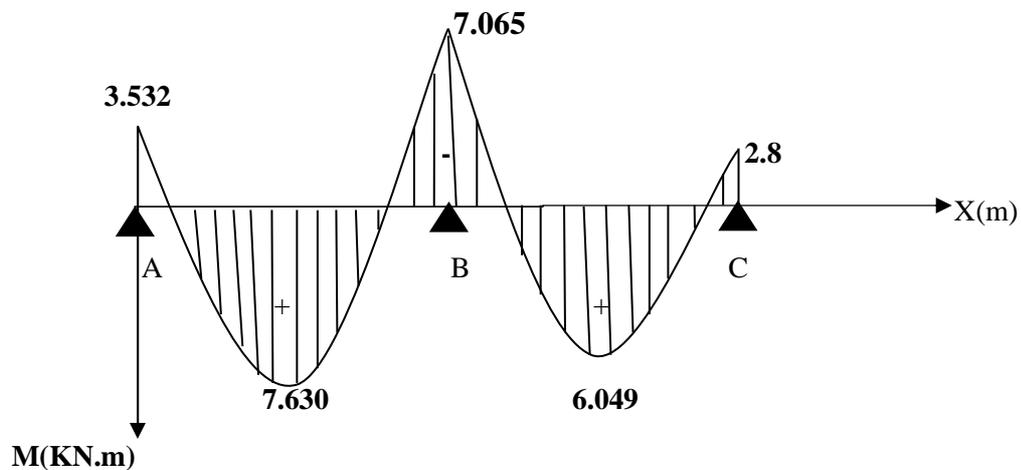


Figure III.2.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

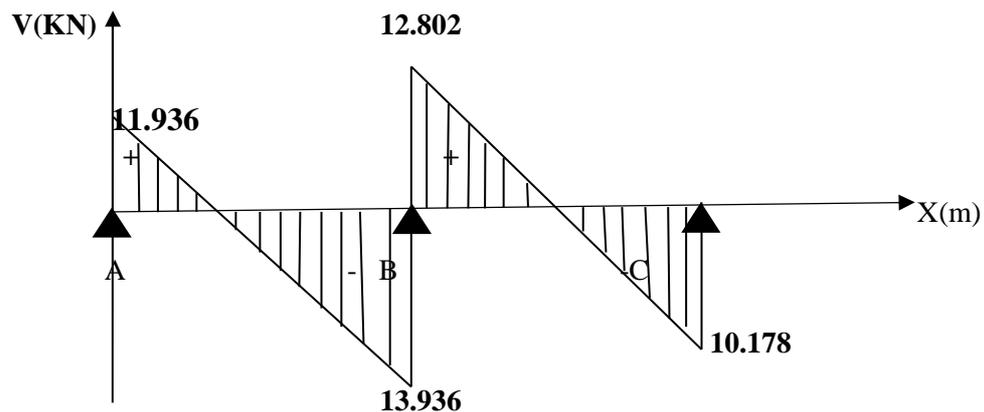


Figure III.2.6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Conclusion pour la poutre n⁰¹ :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7.065 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.936 \text{ KN.}$

2^{ème} cas : poutre n^o2 (4 travées)

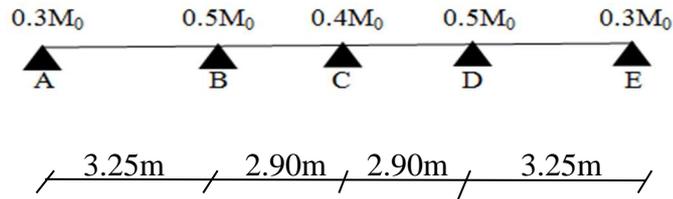


Figure III.2.7: Poutre à 4 travées.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

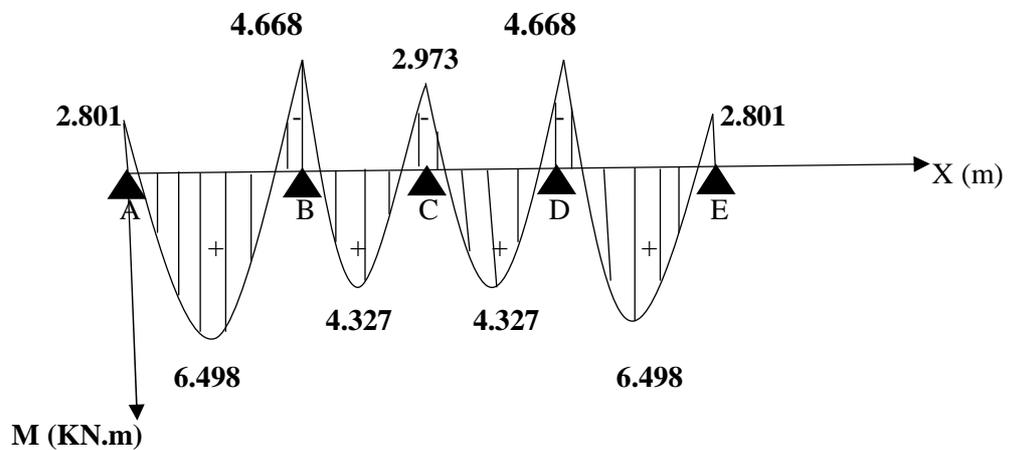


Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

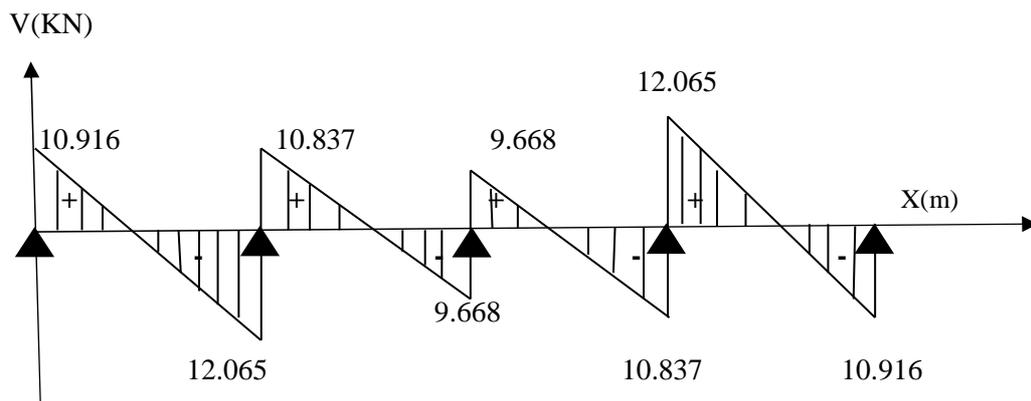


Figure.III.2.9: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

➤ Conclusion pour la poutre n^o2 :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 4.668 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 6.498 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 12.065 \text{ KN.}$

3^{ème} cas : poutre n° 3 (6 travées)

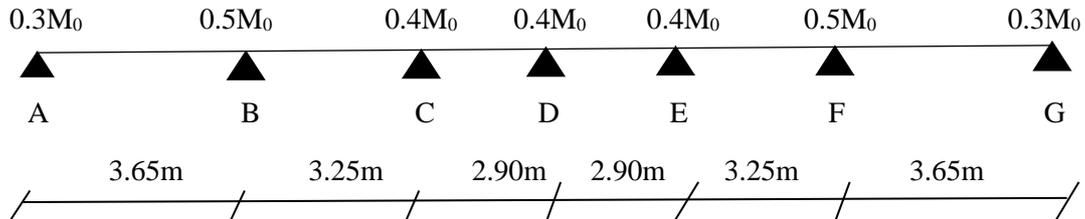


Figure III.2.10: Poutre à 6 travées.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

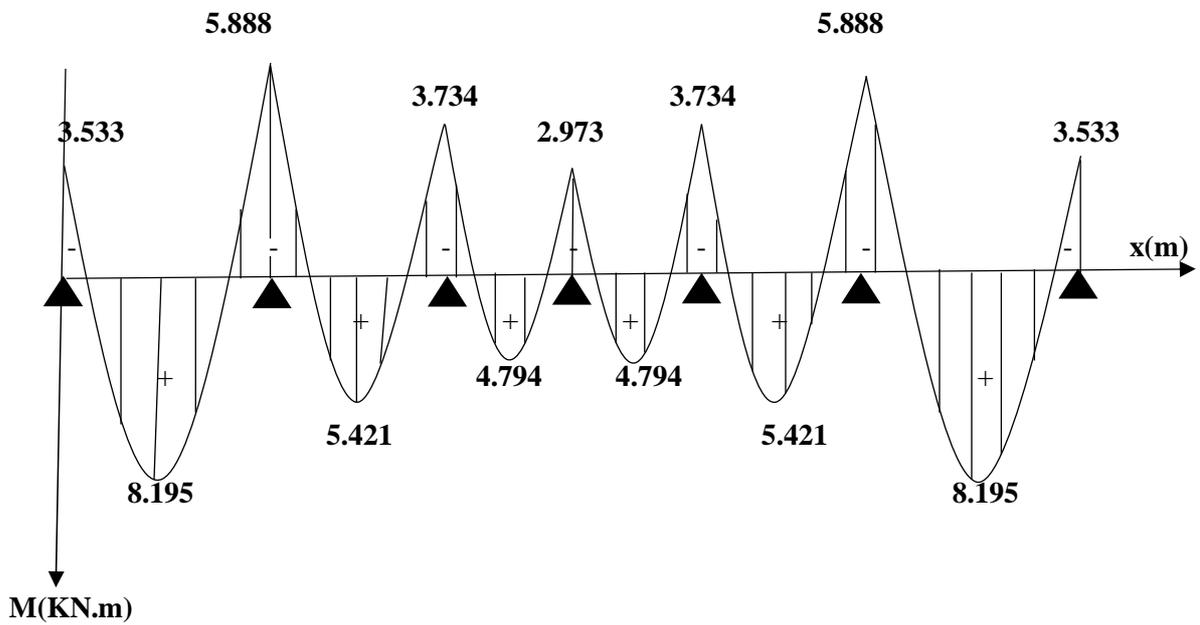


Figure.III.2.11: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

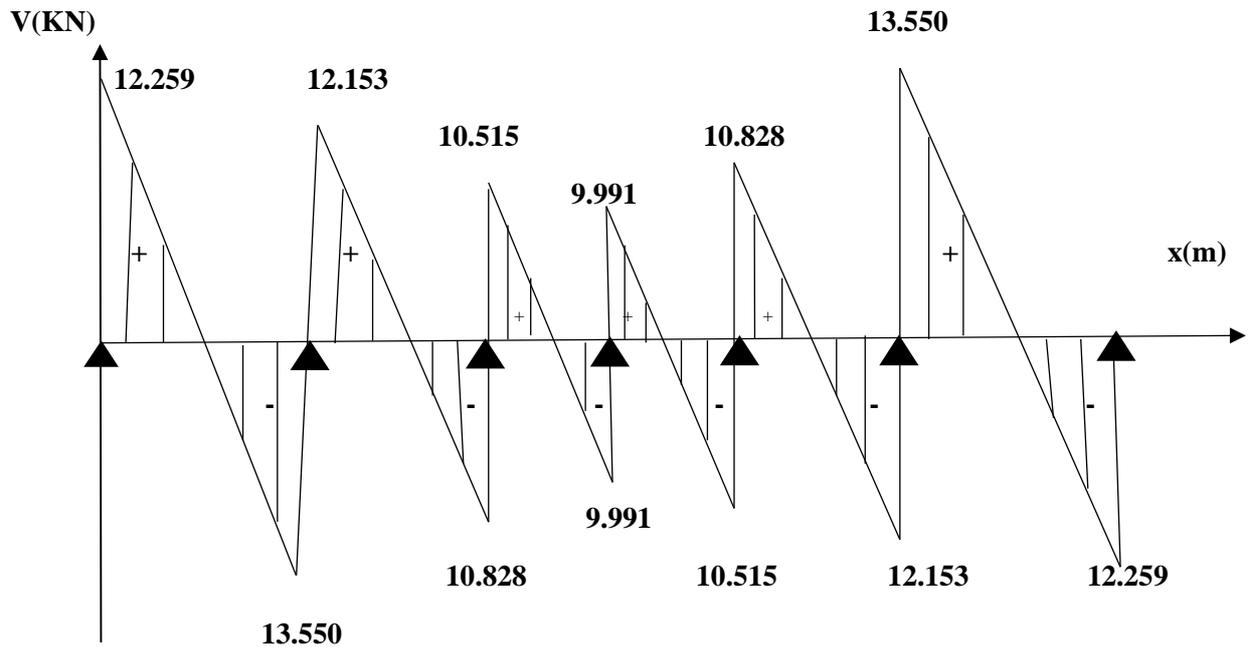


Figure.III.2.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

➤ Conclusion pour la poutre n°3 :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.888 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 8.195 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.550 \text{ KN}$.

III.3.4.Ferraillage à l'ELU :

On prend les efforts les plus défavorables :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7.065 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.936 \text{ KN}$.

1. Calcul des armatures longitudinales :

Si : $M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Si : $M_t^{\max} > M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

M_0 : Le moment équilibre par la table de compression.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5h_0) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.5 \times 0.04)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

On aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20) cm².

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.630 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{7.630 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.35 cm²

• Aux appuis :

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 dimension ($b_0 \times h$) (12×20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.065 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.128$$

$\mu = 0.128 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.128 \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{7.065 \times 10^3}{0.931 \cdot 18 \cdot 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

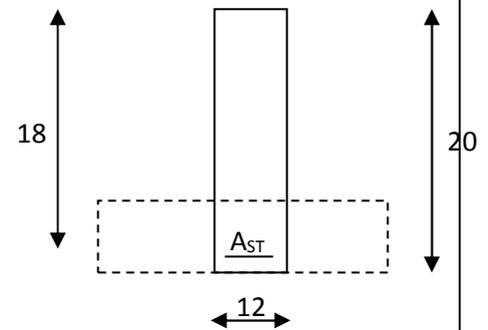
On adopte : 2HA10 = 1.57 cm².

3. Armatures transversales :

• Section minimale d'armatures d'âme :(Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit

$$\text{avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$



L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{162; 40\} = 40 \text{ cm} \text{ Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

- **Possibilité de bétonnage correct :** (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \{0.57; 1; 2.1\} = 0.57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **T6**, soit 2brins :

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul de l'ancrage :**

Ancrages rectilignes : (Art A.6.1, 2 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit : **$L_s = 40 \text{ cm}$.**

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2.35 cm².**

Aux appuis : **2HA10 = 1.57 cm².**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0.56 cm².**

III.3.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : BAEL91 modifié 99(Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.26 \text{cm}^2.$$

- Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**
- En travées : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement :BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.936 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.645 \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0.645 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

pas de risque de cisaillement.

c. Condition d'adhérence et entrainement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers HA).

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

$$\sum U_i = n \cdot \emptyset \cdot \pi$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

ΣU_i : Somme des périmètres des barres.

• **Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = 2 \times 10 \times 3.14 = 6.28 \text{ cm} = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.936 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• **En travée :**

$$\Sigma U_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 9.42 \text{ cm} = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.936 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d. Ancrage des barres : BAEL91 modifié 99 (Art. A.6.1.21)

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MP}$$

L_s : longueur de scellement droit.

Pour $\emptyset = 10 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \emptyset = \frac{400 \times 10}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit un crochet } 15 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).

• **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 13.936 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(13.936 \times 10^3 + \frac{-7.065 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

III.3.6. Vérification à l'ELS :

a. Les efforts internes à l'ELS : (BAEL91 ; modifié99).

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u).

On : $q_s = 5.057 \text{ KN.m}$; $q_u = 7.071 \text{ KN.m}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.057}{7.071} = 0.715$$

b. Calcul des moments fléchissant.

• Les moments aux appuis :

$$M_{as} = M_{au} \times 0.715$$

	Moments aux appuis(ELU) (KN.m)	Moments aux appuis(ELS) (KN.m)
A	-3.532	-2.525
B	-7.065	-5.051
C	-2.800	-2.002

Tableau.III.2.1: Moments aux appuis à ELS.

• Moments en travées :

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0.715$$

Travées	L(m)	Moments en travée(ELU) (KN.m)	Moments en travée(ELS) (KN.m)
AB	3.65	7.630	5.455
BC	3.25	6.049	4.325

Tableau.III.2.2: Moments en travées à ELS.

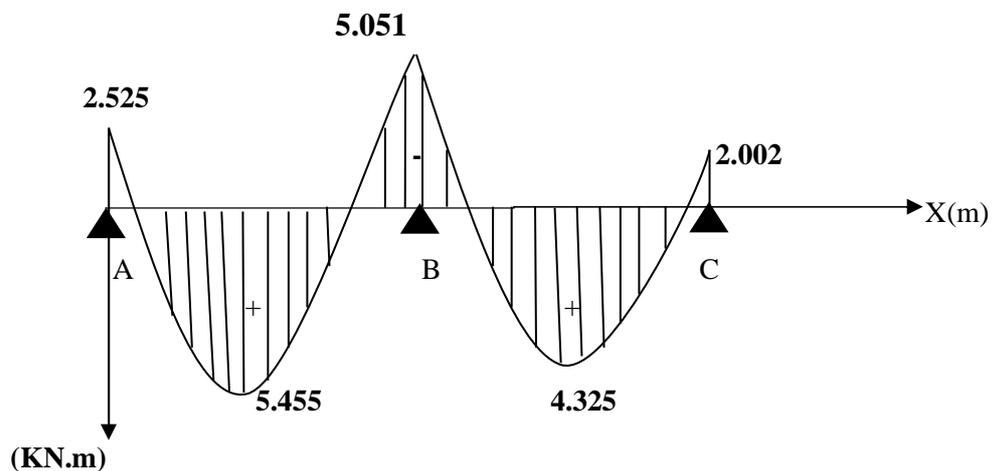


Figure.III.2.13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

• Les efforts tranchants :

$$T_{ws} = T_w \times 0.715$$

$$T_{es} = T_e \times 0.715$$

Travées	$T_w(ELU)$ (KN)	$T_{ws}(ELS)$ (KN)	$T_e(ELU)$ (KN)	$T_{es}(ELS)$ (KN)
AB	11.936	8.534	-13.936	-9.964
BC	12.802	9.153	-10.178	-7.707

Tableau.III.2.3: Les efforts tranchant à ELS.

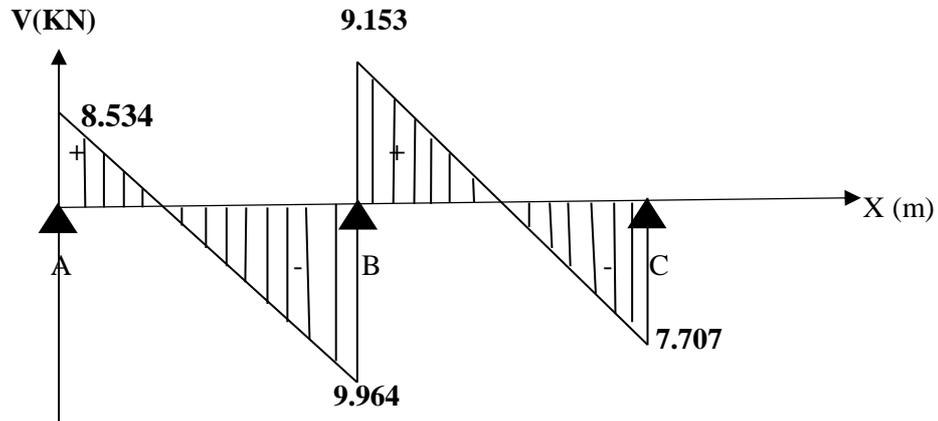


Figure.III.2.14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

1. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression de béton : BAEL91modifié99 (Art. A.5.2).

$$M_t^{max} = 5.455 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 5.051 \text{ KN.m}$$

• En travées :

➤ Contrainte dans l'acier

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow K = 19.72 \rightarrow \beta = 0.856$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.455 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 150.654 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 150.654 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{150.654}{19.72} = 7.64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_o \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \rightarrow K = 25.32 \rightarrow \beta = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{5.051 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 204.033 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 204.033 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{204.033}{25.32} = 8.058 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.058 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Vérification de la flèche : BAEL91 modifié99(Art.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{365} = 0.055 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{20}{365} = 0.055 \geq \frac{5.455}{10 \times 8.421} = 0.065 \rightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0110 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

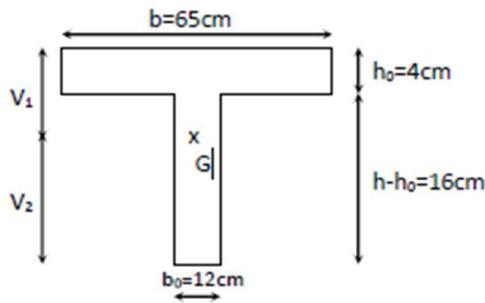
$$f_v = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$

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

-Aire de la section homogénéisée :



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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15A_t \times d).$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{12(V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b-b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = 20003.238 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\beta = 0.942$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.010 \times (2 + \frac{3 \cdot (12)}{65})} = 1.64$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.010 \times 161.811) + 2.1}; 0\right) = \max(0.57; 0)$$

$$\mu = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1(20003.238)}{1 + 0.57 \times 1.64} = 11372.53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{\max} \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{5.455 \times 3.65^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11372.53 \times 10^{-8}} = 0.0059 \text{ m} = 5.9 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes.

III.3.Calcul des balcons :

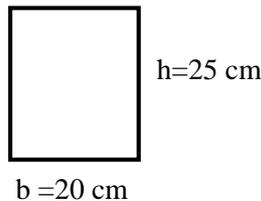
Le bâtiment est constitué de d'un type de balcons qui est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage

III.3.1.Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

III.3.2. Dimensionnement :

Les dimensions sont : (20 x 25) cm² (voir chapitre II)



III.3.3. Détermination Des Sollicitations :

1. Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $0.20 \times 0.25 \times 25 = 1.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,25) \times 2,40 = 6.74 \text{ kN / ml}$

Poids du plancher : $5,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,72 \text{ kN / ml}$

2. La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ kN/ml}$$

3. Combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(9,71) + 1,5(1,14) = 14,82 \text{ KN/ml}$

- **ELS :** $q_s = G + Q = 9,71 + 1,14 = 10,85 \text{ KN/ml}$

III.3.4.Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée :

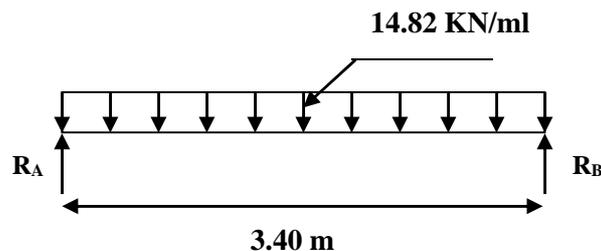


Figure III.3.1 : Charge revenant à la poutre de chaînage

a. Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot \frac{14,82 \cdot (3,40)^2}{8} = 18,20 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_A = M_B = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot \frac{14,82 \cdot (3,40)^2}{8} = -6,42 \text{ KN.m}$$

Avec M_0 : Moment isostatique

b. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,82 \times 3,40}{2} = 25,19 \text{ kN}$$

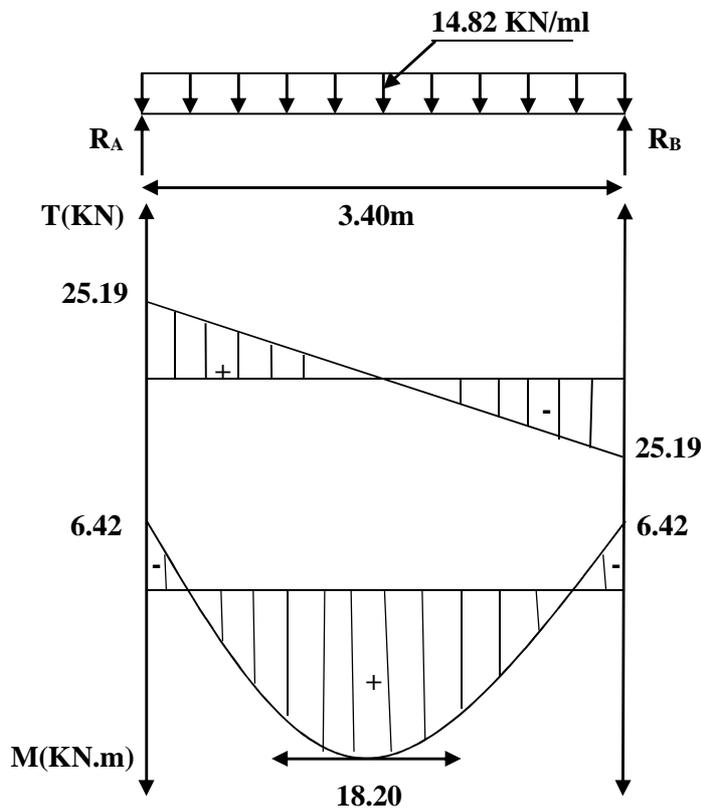


Figure III.3.2 : Diagramme des Efforts internes.

III.3.5.Ferrailage :

Armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,20 \cdot 10^3}{20 \cdot (23)^2 \cdot 14,2} = 0,122$$

$\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,20 \cdot 10^3}{0,935 \cdot 23 \cdot 348} = 2,43 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{20 \cdot (23)^2 \cdot 14,2} = 0,042$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 23 \cdot 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35 cm²**

III.3.6. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :** $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**
- **Aux appuis :** $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification du cisaillement (BAEL 91/ Art 5.2.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{25,19 \cdot 10^3}{200 \cdot 230} = 0,548 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{condition vérifiée.}$$

→ **Pas de risque de cisaillement.**

3. Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

-L'acier utilisé est le FeE400 → $\psi_s = 1,5$ $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: somme des périmètre utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 3 \times 1,2 \times 3,14 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,19 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 230 \cdot 113} = 1,08 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

4. influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 modifié99/Art 5.1,313) :

• **Influence sur béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ($a = 0,9d$: qui est la largeur de l'appui)

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 23 \times \frac{2,1}{1,5}$$

$$V_u = 25,19 \text{ KN} < 231,84 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(25,19 + \frac{6,42}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement en constate que l'effort tranchant V_u n'as pas d'influence sur les armatures

5. Ancrage des barres : BAEL91 modifié99 (Art A.6.1 .21)

L_S = Longueur de scellement droit

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \rightarrow L_S = 50 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportés des crochets, Vu que la longueur de scellement est importante.

$$L_c = 0,4 L_S = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit un crochet de 20cm.}$$

6. Calcul des armatures transversales : BAEL91 modifié 99. (Art. A.7.2.2):

• **diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(7,14; 12; 20) = 7,14 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_l = 6mm$

On adoptera : **1 cadre et 1 étrier = 4HA6 = 2.01 cm²**

7. Espacement : BAEL 91 modifié 99 (Art.5.1,22).

$$S_{tmax} \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{20.70 cm ; 40 cm\}$$

On opte pour : **S_{tmax} = 20cm**

Selon RPA version 2003 (Art.7.5.2.2) :

L'espacement doit vérifier :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi\} = \min \{6.25 ; 14.4\}cm$$

Soit **S_t = 6 cm**

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5cm$$

Soit : **S_t = 12 cm**

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot S_t \cdot b \leq A_{t \text{ adopté}}$$

$$A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \leq A_{t \text{ adopté}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.3.7. Calcul à l'ELS :

- **Réactions d'appuis (efforts tranchants) :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.85 \times 3.40}{2} = 18.45 \text{ KN}$$

- **Calculs des efforts internes :**

$$T(0) = R_A = 18.45 \text{ KN.}$$

$$T(3.40) = R_B = -18.45 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments :**

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.85 \times 3.40^2}{8} = 15.68 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

Moment en travée : M_t = 0.85 M₀ = 0.85 × 15.68 = 13,33 KN.m.

Moment aux appuis : M_a = -0.3 M₀ = -0.3 × 15.68 = -4,70 KN.m.

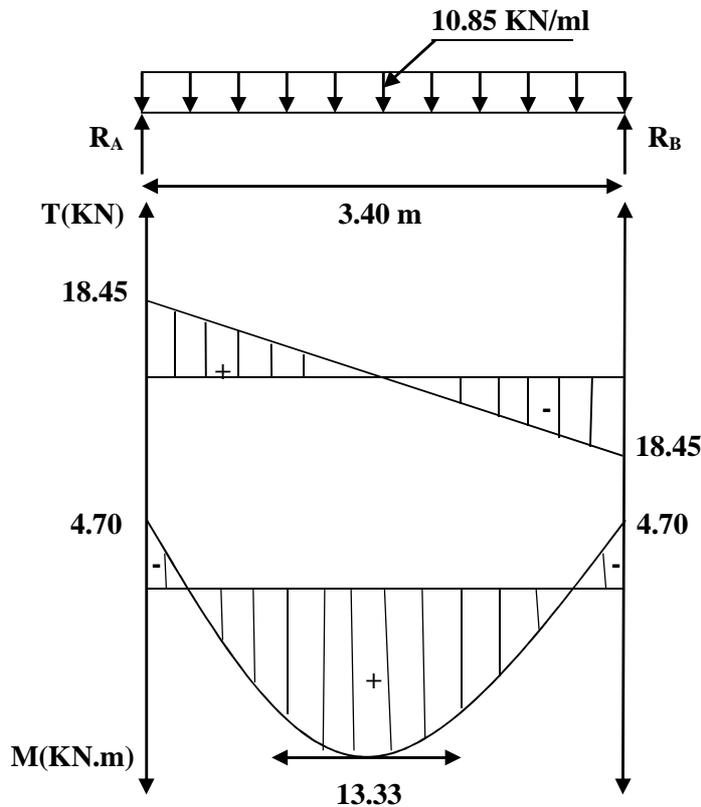


Figure III.3.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

III.3.8.Vérification à l'ELS :

1. Vérification de la résistance du béton à la compression BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2) :

• **Aux Appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63) \text{ avec : } \eta = 1.6$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 23} = 0.511$$

$$\beta = 0.892 \quad K_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{4.7 \times 10^6}{235 \times 0.892 \times 230} = 97.48 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 97.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ **Condition vérifié.**

- **Contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.48}{31.30} = 3.11 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}$$
 **Condition vérifié.**

• En travée :

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736$$

$$\beta = 0.876 \quad K_i = 25.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{13.33 \times 10^6}{339 \times 0.876 \times 230} = 195,16 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 195.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.16}{25.32} = 7.71 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2. Vérification de la flèche: BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{25}{340} = 0.0735 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{25}{340} = 0.0735 < \frac{13.33}{10 \times 15.68} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.39}{20 \times 23} = 0.0074 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ MPa.}$

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

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (20 \times 25) + (15 \times 3.39) = 550.85 \text{ cm}^2$$

-Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d).$$

$$S_{/xx} = \frac{20 \times 25^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 23) = 7419.55 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{7419.55}{550.85} = 13.47 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - v_1 = 25 - 13.47 = 11.53 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b_0 (v_1^3 + v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 31130.36 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.36}{20 \times 23} = \mathbf{0.007}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.007(2+\frac{3(20)}{20})} = \mathbf{1.20}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.007 \times 195.16) + 2.1}; 0\right) = (0.51; 0)$$

$\mu = 0.51$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = \frac{1.1(31130.36)}{1+0.51 \times 1.20} = \mathbf{21242.80 \text{ cm}^4}$$

$$f_i = \frac{M_t^s \times l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = \frac{13.33 \times 10^6 \times (3400)^2}{10 \times 10819 \times 21242.80 \times 10^4} = 6.70 \text{ mm} < f = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.80 \text{ mm}$$

$f_i < f$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes.

III.4. Escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers. L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

III.4.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successive, elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, séparent deux contre marche successive $25 \leq g \leq 33$ cm
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L_p .
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

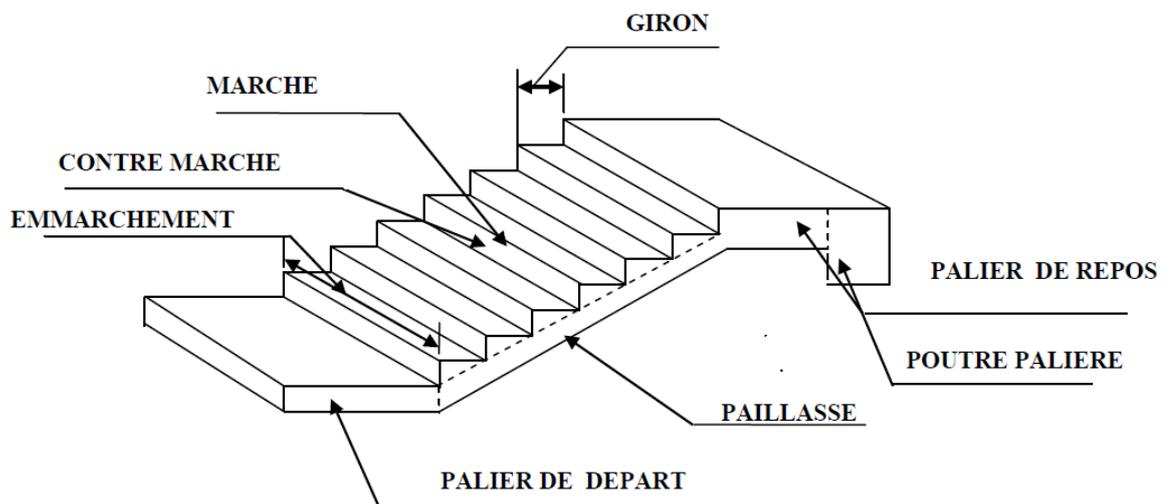


Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un escalier.

III.4.3 : pré dimensionnement de l'escalier à calculer

NB : Les deux volées sont identiques donc le calcul se fera pour un seul sens.

- La hauteur du S-Sol ,RDC et étage courant : $H= 3.06\text{m}$
- On prend h contre marche : $h = 17\text{cm} \dots 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- Nombre de contre marches : $n= 153/17 = 9$ contre marches.
- N^{bre} de marche : $n-1= 9-1=8$ marches.
- La largeur de la marche (giron) : $g = L_1/(n-1)= 240/8=30\text{ cm}$

On prend : $h=17\text{ cm}$ et $g=30\text{ cm}$.

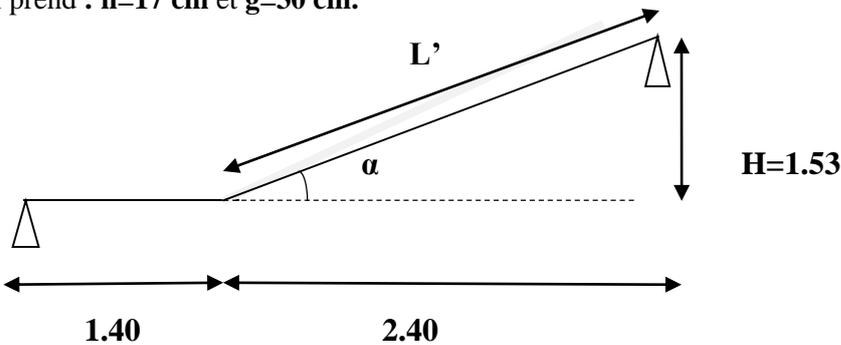


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'escalier.

• Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$59\text{cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots$ condition vérifiée.

III.4.4.Dimensionnement de la paillasse et de palier :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20$$

L' : longueur en plan de la volée

L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H= n \times h= 9 \times 17=1.53\text{cm}$$

$$T_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29.54} = 275,86\text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L_0 = L' + L_1$$

$$L_0 = 275.86 + 140 = 415.86\text{ cm}$$

$$\text{Donc on aura : } L_0/30 \leq e \leq L_0/20 \quad \Rightarrow \quad 13.86\text{ cm} \leq e \leq 20.79\text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $e = 20\text{ cm}$

III.4.5.Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, de projection horizontale de la volée, et en considérant une poutre isostatique en flexion simple.

a. Charge permanente :

- Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/ml)
1. Carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palier	0.2	25	5
5. enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_p = 6.56\text{KN/m}^2$

Tableau III.4.1 : Charge revenant au palier.

- La volée :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/ml)
1. Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palliase	$0.2/\cos 29.54=0.23$	25	5.75
5. enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps	/	/	0.2
7. marches	$0.17/2=0.085$	25	2.13
			$G_{\text{total}} = 9.64 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.4.2 : Charge revenant à la volée

b. La surcharge : est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et commercial elle est la même pour la volée et le palier : **$Q=2.5 \text{ KN/ml}$**

❖ Combinaisons de charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_u (\text{vol}) = (1.35 \times 9.64 + 1.5 \times 2.5) = 16.76 \text{ KN / ml}$.

Le palier : $q_u (\text{pal}) = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ KN / ml}$.

- **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée : $q_s = (9.64 + 2.5) = 12.14 \text{ KN / ml}$.

Le palier : $q_s = (6.56 + 2.5) = 9.06 \text{ KN / ml}$.

❖ Calcul à L'ELU :

- Calcule des réactions d'appuis :

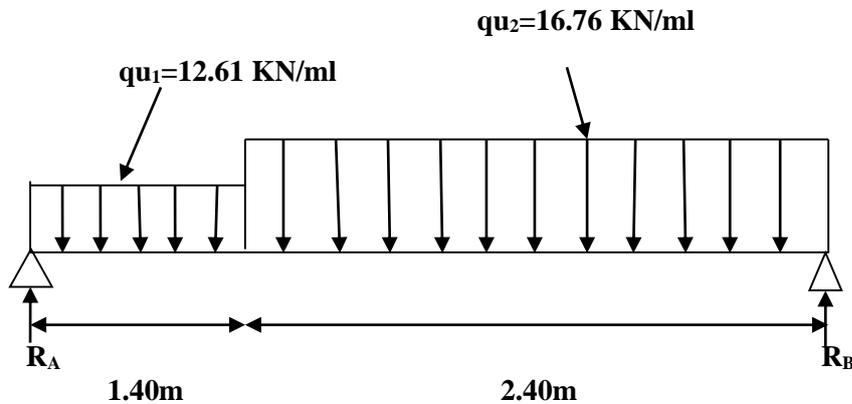


Figure III.4.3 : Schéma statique à l'ELU.

D'après les formules de la RDM :

a. $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.61 \times 1.40) + (16.76 \times 2.40) = 57.87 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 57.87 \text{ KN}$

b. $\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B(1.40 + 2.40) - 16.76 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.40\right) - 12.61 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2}\right) = 0$

$3.8 R_B - 104.58 - 12.36 = 0 \Rightarrow 3.8 R_B = 116.94$

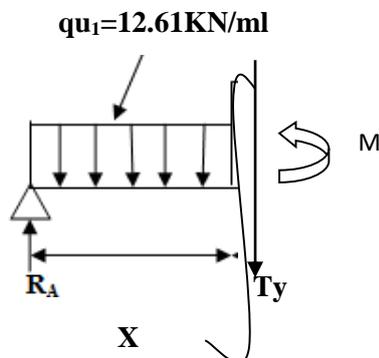
$R_B = 30.77 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_B = 57.87 \Rightarrow R_A = 57.87 - 30.77$

$R_A = 27.10 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- c. 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$



$T(x) = R_A - q_{u1}(x)$

$T(x) = 27.10 - 12.61x$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 27.10 \text{ KN.}$$

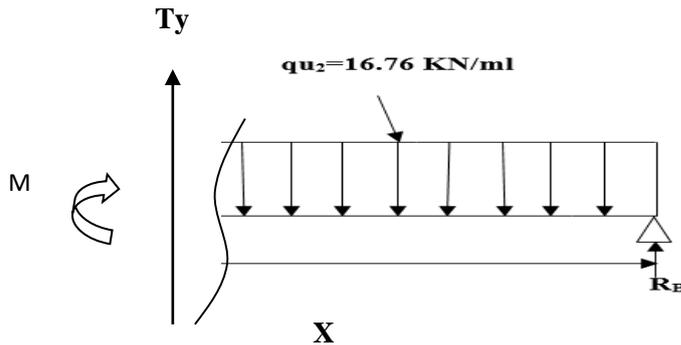
$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = 9.45 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{u1}(x^2/2) = 27.10x - 12.61(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow M(1.40) = 25.58 \text{ KN.m}$$

d. 2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$



$$T(x) = -R_B + q_{u2}(x)$$

$$T(x) = -30.77 + 16.76x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -30.77 \text{ KN}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow T(2.40) = 9.45 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{u2}(x^2/2) = 30.77x - 16.76(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow M(2.40) = 25.58 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment max:

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -30.77 + 16.76x = 0$$

$$D'où : X = 1.84 \in [1.4 ; 3.8]$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{u2}(x^2/2) = 30.77(1.84) - 16.76(1.84^2/2)$$

$$D'où : M_{\max} = M(1.84) = 28.25 \text{ KN.m}$$

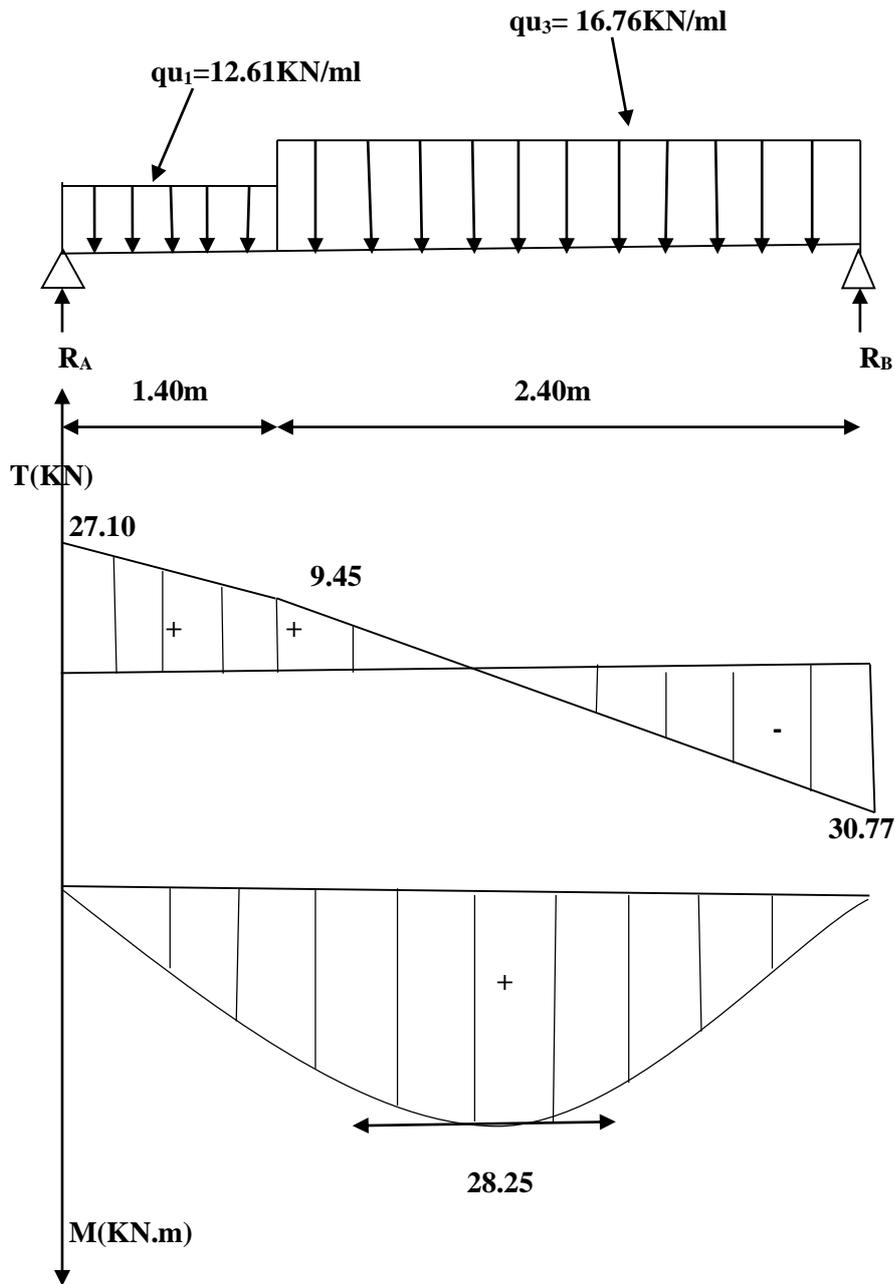


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} aux appuis et en travée -0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{ua}=M_a = (-0.3) M_{max} = (-0.3) \times (28.25)$$

$$M_a = -8.48 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{ut}=M_t = (0.85) M_{max} = (0.85) \times (28.25)$$

$$M_t = 24.01 \text{ KN.m}$$

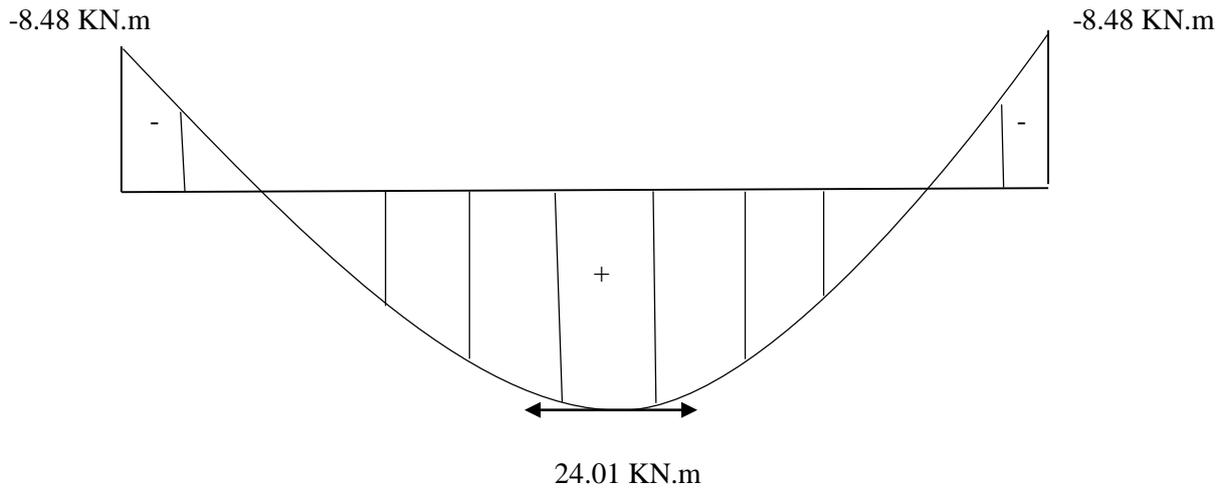
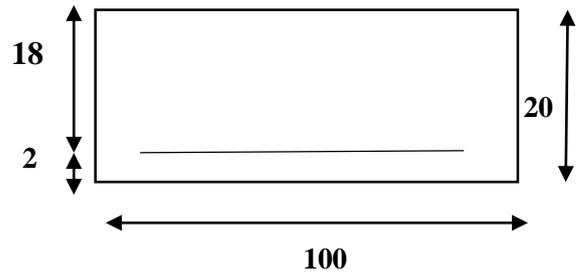


Fig. III4.5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

III.4.6.Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

B = 100 cm, c = 2 cm, d = 18 cm, H=20cm



1. Armatures principales :

- Aux appuis : $M_a = 8.48 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.48 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{ua} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{8.48 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.37 \text{ cm}^2$ on opte pour : **4HA10=3.14cm²** avec **St = 25cm.**

- En travée : $M_t = 24.01 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ut} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.01 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu_{ut} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.052 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{24.01 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 3.94 \text{ cm}^2$$

At=3.94 cm² on opte pour 4HA12= 4.52cm² avec St =25 cm.

2. Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01cm² avec St = 25cm.

- **En travée :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec St = 25cm.

III.4.7.Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A. 4. 2,1/BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

- **Aux appuis :**

A_{sa} = 3.14 cm² > 2.17 cm²condition vérifiée.

- **En travée :**

A_{st} = 4.52 cm² > 2.17 cm²condition vérifiée.

2. Espacement des barres :(BAEL91 : Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

a. Armatures principales :

$$St_{max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad St_{max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis : St =25 cm <33 cmCondition vérifiée.

En travée : St = 25 cm <33 cm Condition vérifiée.

b. Armatures de répartition :

$$St_{max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : St =25cm <45 cm..... condition vérifiée.

En travée : St = 25cm <45 cm condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.1,2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right]$$

τ_u : La contrainte tangentielle.

$$\tau_u = \frac{30.77 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.171 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

4. Influence de l’effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

$$T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_s} . a . b \quad \text{avec} \quad a=0.9d$$

$$T_u^{\max} = 30.77 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} \times 0.9 \times 18 \times 100 = 1080 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l’effort tranchant sur armatures : art(A.5.1,312) BAEL91 ;

$$A_{st}^{\min} \text{ ancré} \geq \frac{T_u^{\max}}{\gamma_{st}} = \frac{30.77 \times 1000}{348 \times 100} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} \text{ ancré} = 3.14 \geq 0.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. Vérification à la condition d’adhérence et d’entraînement des barres : (Art A.6.13)BAEL91/

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 4 \times 12} = 1.26 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d’entraînement des barres.

7. Longueur de scellement :

Sur la longueur d’ancrage L_s , la contrainte d’adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

8. Longueur d’ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

Les règles d BAEL 91 modifiée 99 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L_c est au moins égale 0.4 l_s pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.90 \text{ cm}$

On prend : $L_c = 20 \text{ cm}$

❖ Calcul à L'ELS :

- Calcule des réactions d'appuis :

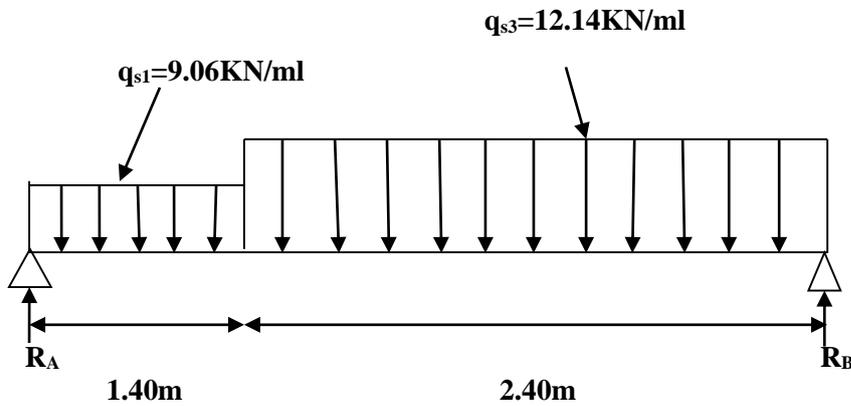


Fig. III.4.6 : Schéma statique (ELU)

D'après les formules de la RDM :

$F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.06 \times 1.40) + (12.14 \times 2.40) = 41.82 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 41.82 \text{ KN}$

$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B(1.40 + 2.40) - 12.14 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.40 \right) - 9.06 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2} \right) = 0$

$3.8 R_B - 75.75 - 8.88 = 0 \Rightarrow 3.8 R_B = 84.63$

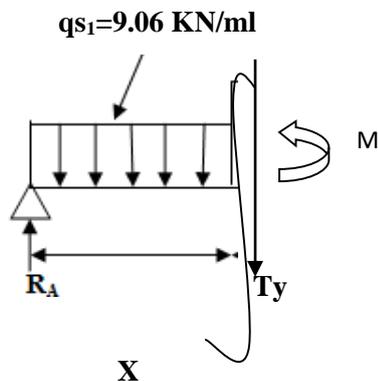
$R_B = 22.27 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_B = 41.82 \Rightarrow R_A = 41.82 - 22.27$

$R_A = 19.55 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- e. 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$



$$T(x) = R_A - q_{s1}(x)$$

$$T(x) = 19.55 - 9.06x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 19.55 \text{ KN.}$$

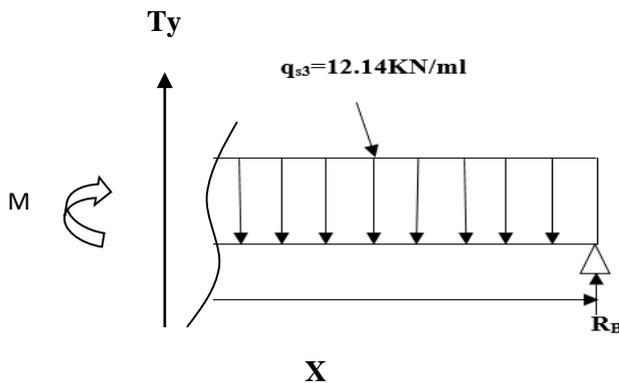
$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = 6.87 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{s1}(x^2/2) = 19.55x - 9.06(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow M(1.40) = 18.49 \text{ KN.m}$$

f. 2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$



$$T(x) = -R_B + q_{s3}(x)$$

$$T(x) = -22.27 + 12.14x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -22.27 \text{ KN}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow T(2.40) = 6.87 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{s3}(x^2/2) = 22.27x - 12.14(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow M(2.40) = 18.48 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment max:

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -22.27 + 12.14x = 0$$

$$D'où : X = 1.83 \in [1.4 ; 3.8]$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{s3}(x^2/2) = 22.27(1.83) - 12.14(1.83^2/2)$$

$$D'où : M_{\max} = M(1.83) = 20.24 \text{ KN.m}$$

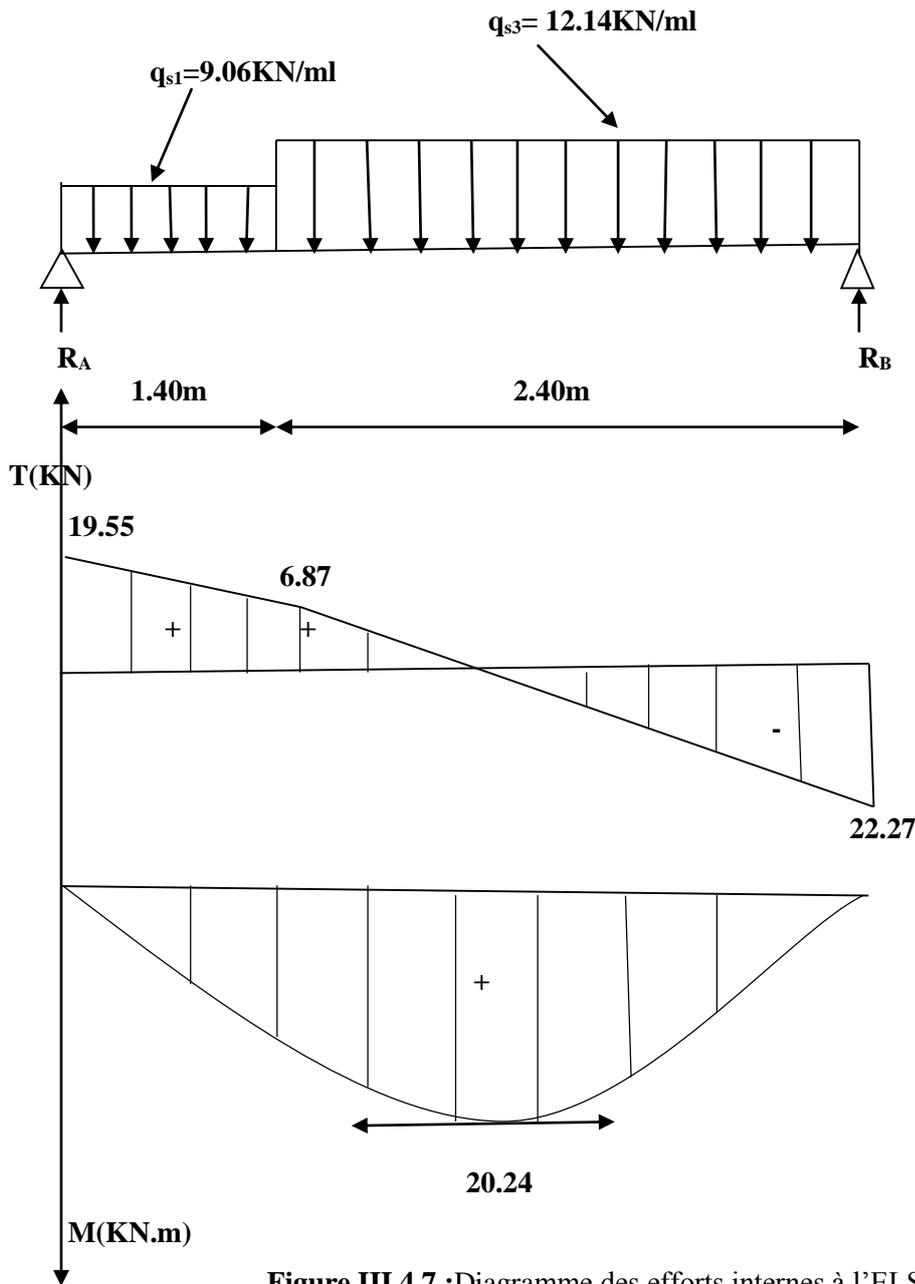


Figure III.4.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Remarque

Afin de tenir en compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} aux appuis et en travée -0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{ua} = M_a = (-0.3) M_{max} = (-0.3) \times (20.24)$$

$$M_a = -6.07 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{ut} = M_t = (0.85) M_{max} = (0.85) \times (20.24)$$

$$M_t = 17.20 \text{ KN.m}$$

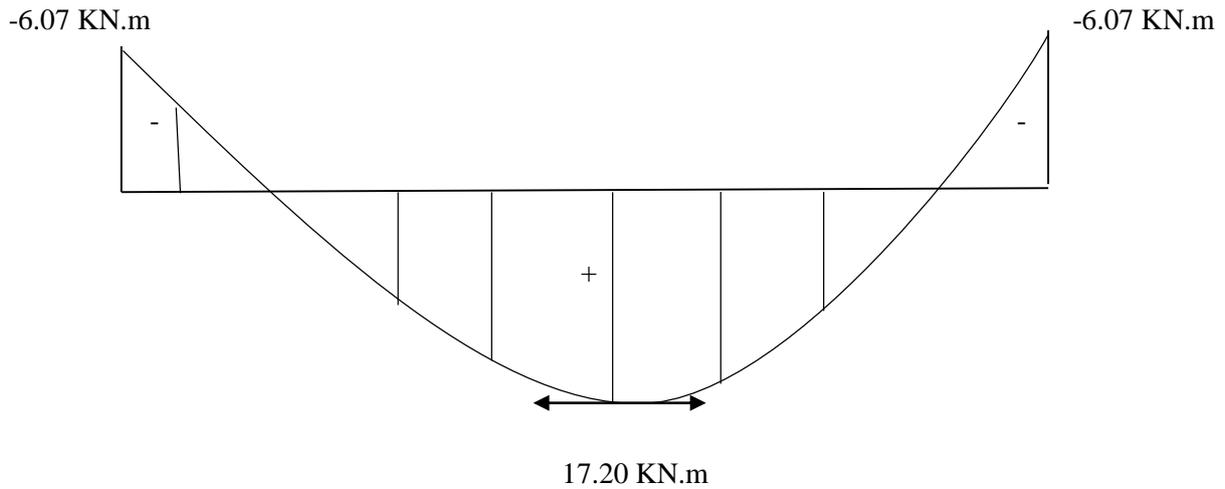


Figure III.4.8 : Diagramme des moments fléchissant (ELS).

III.4.8. Vérification à l'ELU :

1. État limite de résistance du béton à la compression : (BAEL91 : Art A.4.5,2)

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

a. Aux Appuis : $M_a = 6.07 \text{ KN.m}$, $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho = 0.174 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.932 ; K_1 = 58.53 ; K = 1/K_1 = 0.017$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \times \beta \times d} = \frac{6.07 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 115.23 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.017 \times 115.23 = 1.96 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. En travée : $M_t = 17.20 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.920 ; K_1 = 47.50 ; K = 1/K_1 = 0.021$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{A \times \beta \times d} = \frac{17.20 \times 10^3}{4.52 \times 0.920 \times 18} = 229.79 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 229.79 = 4.83 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite de déformation (La flèche) :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{480} = 0.0416 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \implies 0.0416 < (17.20/10 \times 20.24) = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ Dans notre cas les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2400}{500} = 4.8 \text{ mm} ; \quad L=240 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPA}$$

$$q_s^{max} = \max(9.06 ; 12.14) \text{ KN/ml} = 12.14 \text{ KN/ml}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15At(v_2 - c_2)^2$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d ; \quad B_0 = bh + 15A_{st}$$

$$V_1 = S_{xx}' / B_0 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4.52} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 10.26 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10.26^3 + 9.73^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52(9.73 - 2)^2$$

$$I_0 = 70758.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.14 \times 2.4^4 \times 10^7}{384 \times 10818.86 \times 70758.34} = 0.07 \text{ mm}$$

Donc $f = 0.07 \text{ mm} < \bar{f} = 4.8 \text{ mm}$ condition vérifié

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

• Aux appuis :

- Armatures principale : 4HA10 ; St=25 cm
- Armatures de répartition : 4HA8 ; St=25cm

• En travée :

- Armatures principale : 4HA12 ; St=25 cm
- Armatures de répartition : 4HA8 ; St=25cm

III.5.Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est de section rectangulaire (bxh), destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse et du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de $L = 2.6m$ (entre nu d'appuis).

III.5.1.Pré dimensionnement :

• **La hauteur :**

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad \rightarrow \quad 260 / 15 \leq h \leq 260 / 10 \quad \rightarrow \quad 17.33 \text{ cm} \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

Selon (RPA99 modifié 2003) $h \geq 30 \text{ cm}$

Donc on opte : pour **h = 30 cm**

• **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon (RPA99 modifié 2003) : $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Donc on opte : pour **b = 20 cm**

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

• **Poids propre de la poutre :**

$$G_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

• **Poids du mur de façade :**

$$G_m = (3.06 - 0.30) \times 2.40 = 6.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids total :**

$$\text{Palier : } G = 1.5 + 6.62 = 8.12 \text{ KN/ml}$$

• **Effort tranchant à l'appui :**

$$\text{ELU : } T_u = R_{uA} = 27.10 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_{sA} = 19.55 \text{ KN}$$

• **Combinaison de charge et surcharge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times (8.12) + 27.10$$

$$q_u = 38.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 8.12 + 19.55$$

$$q_s = 27.67 \text{ KN/ml}$$

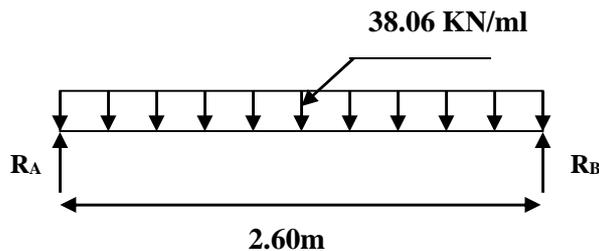


Figure III.5.1 : Schéma statique à l'ELU.

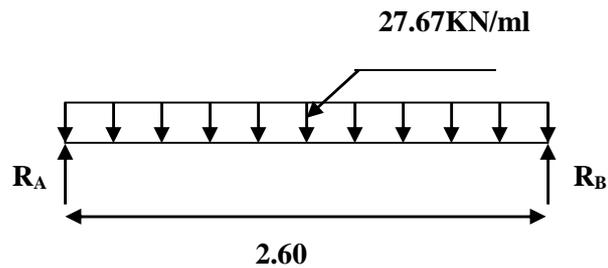


Figure III.5.2 :Schéma statique à l'ELS.

III.5.3.calcul à l'ELU :

- Réaction d'appuis :

$$\sum \vec{F} = 0$$

$$R_A = R_B = q_u \cdot l / 2 = (38.06 \times 2.60) / 2$$

$$R_A = R_B = 49.48 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{38.06 \times 2.60^2}{8}$$

$$M_0 = 32.16 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B$$

$$T_u = 49.48 \text{ KN}$$

- Moment corrigée :

$$M_u^a = -0.3M_0 = -9.65 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_0 = 27.34 \text{ KN.m}$$

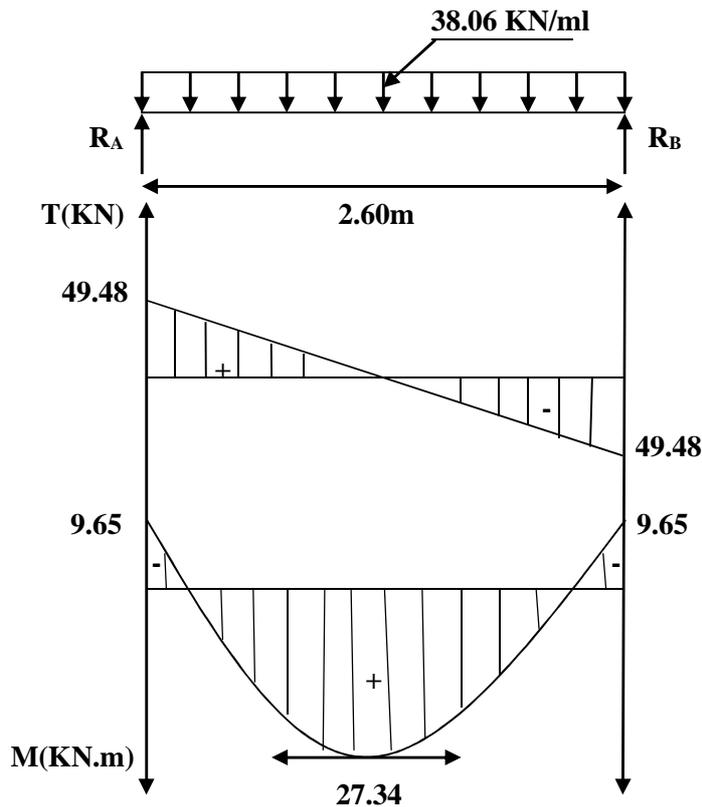


Figure III.5.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

❖ Ferrailage à l'ELU :

1. Calcul des armatures :

- Aux appuis : $M_a = 9.65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.65 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.044 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.978$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.65 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Aa = 1.01 cm² Soit 3HA 10 = 2.35 cm²

- En travée : $M_t = 27.34 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.34 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.122 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.935$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.34 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2$$

As = 3.00 cm² Soit 3HA14 = 4.62 cm²

NB : le RPA(Art7.5.2.1) exige que le pourcentage totale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0.5% en toute section d'où :

$$A_{total} = 3HA14 + 3HA10 = 4.62 + 2.35$$

$$A_{total} = 6.97 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1, 21) :

On a: $T_{max} = 49.48 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{49.48 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} [3.33, 5] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

3. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ cm.}$$

$$T (\text{max}) = R_A = R_B = 49.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{49.48 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1.5} = 336 \text{KN}$$

$T_u^{\max} = 49.48 \text{ KN} < 336 \text{KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Influence sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{49.48 \times 10^3}{348} = 142.18 \text{ mm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

6. diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1.4 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre et un seul étrier, ce qui donne :

$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

7. espacement des armatures transversales St :

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le BAEL91/ modifier 99 on aura :

$$S_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min (25.2 ; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} = 25.2\text{cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

1) la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$

2) En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $S_t \leq \min (7.5 ; 16.8) \rightarrow S_t = 7.5\text{cm}$. (Zone nodale)

- $S_t = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

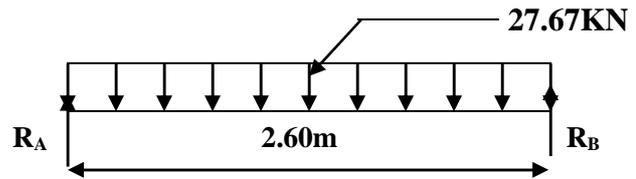
8. Vérification des armatures transversales :

$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t = 2.01\text{cm}^2$

$A_{t\min} = 0.003 \times 7.5 \times 20 = 0.45 \text{ cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.6.4. Calcul à l'ELS :



• Réaction d'appuis :

$$\sum \vec{F} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{27.67 \times 2.60}{2}$$

$$R_B = R_A = 35.97 \text{ KN}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27.67 \times 2.60^2}{8}$$

$$M_0 = 23.38 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B$$

$$T_s = 35.97 \text{ KN/ml}$$

• Moment corrigée

$$M_{sa} = -0.3M_0 = -7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 19.87 \text{ KN.m}$$

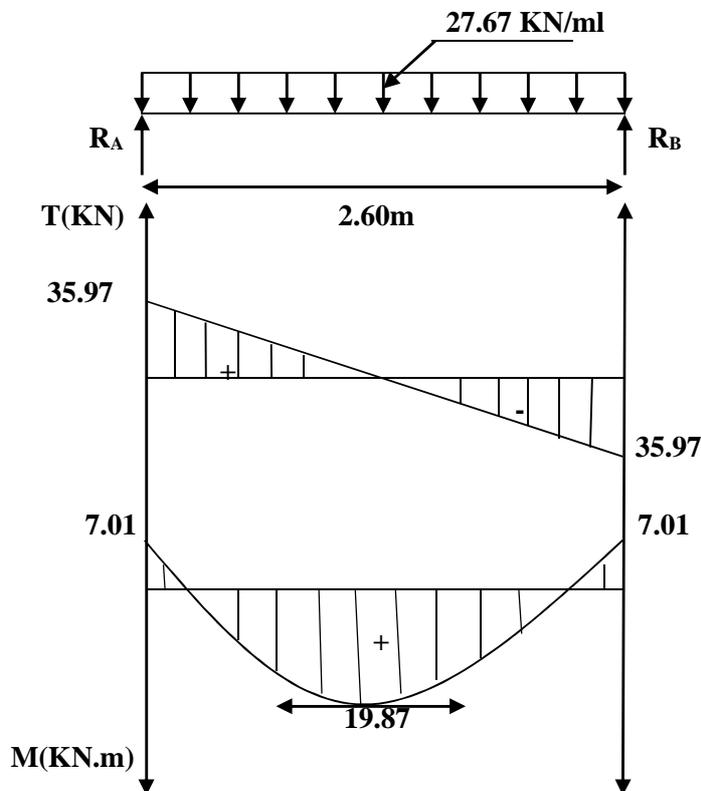


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.

❖ Vérification à ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6\bar{f}_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Aux appuis : $M_a = -7.01\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.420$$

$$\beta_1 = 0.900 \implies K_1 = 35 \implies K = 0.03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A.\beta.d} = \frac{7.01 \times 10^6}{235 \times 0.900 \times 280} = 118.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_{st} = 0.03 \times 118.37 = 3.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée : $M_t = 19.87 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.871 \rightarrow K_1 = 23.76 \rightarrow K = 0.042$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A.\beta.d} = \frac{19.87 \times 10^6}{462 \times 0.871 \times 280} = 176.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_{st} = 0.042 \times 195.61 = 176.35 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.3.4)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3. Etat limite de déformation :

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$L = 260 \text{ cm}$$

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

$$d = 28 \text{ cm}$$

$$M_{ts} = 19.87 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS})$$

$$M_0 = 23.38 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS})$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée})$$

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ → 0.12 > 0.0625..... **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$ → 0.12 > 0.085..... **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ → 0.007 < 0.0105..... **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- ❖ **Ferraillage de la poutre palière :**

- **Aux appuis : Aa=3HA10**
- **En travée : At=3HA14**

Chapitre IV :
Modélisation et vérification
selon les exigences du RPA

Introduction :

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**

IV.1.Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc...

IV.2.Méthode de calcul:

On distingue deux cas :

- **Etude statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q
- **Etude dynamique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :
 - La méthode statique équivalente.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certains critères suivant le RPA99/ version 2003

➤ **Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.Modélisation de la structure :

- **Etapes de modélisation :** Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :
 - 1- Introduction de la géométrie du modèle.
 - 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
 - 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
 - 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Condition d'application :**

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone IIa → **CNV** → **H= 28,50m < 65m**

la méthode statique équivalente n'est pas applicable, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

• **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

L'application **RPA99** permet

- **Données à introduire dans l'application:**

- **Zone : IIa**
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coef comportement : 5** Mixte portique/voile avec interaction
- **Site : S3** (site meuble).
- **Facteur de qualité(Q) : 1.2**
- **Amortissement : 8.5%**

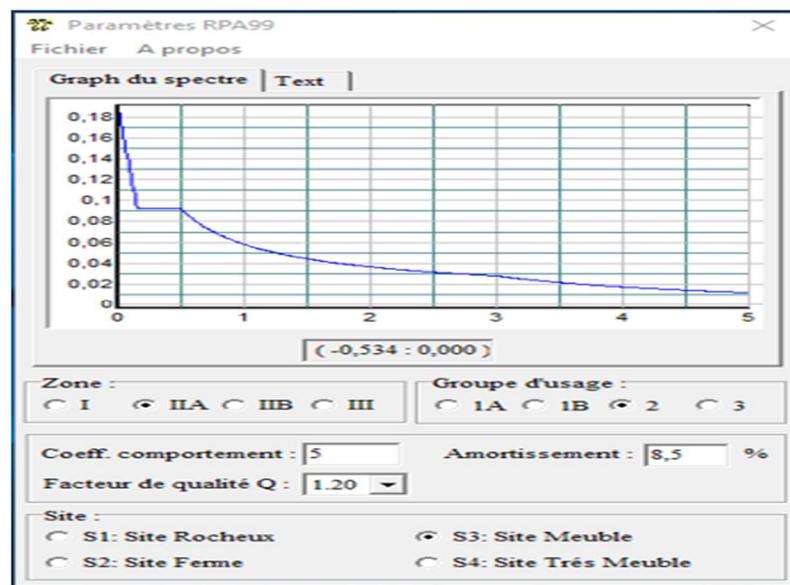


Figure IV.1 : Spectre de calcul.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From File**

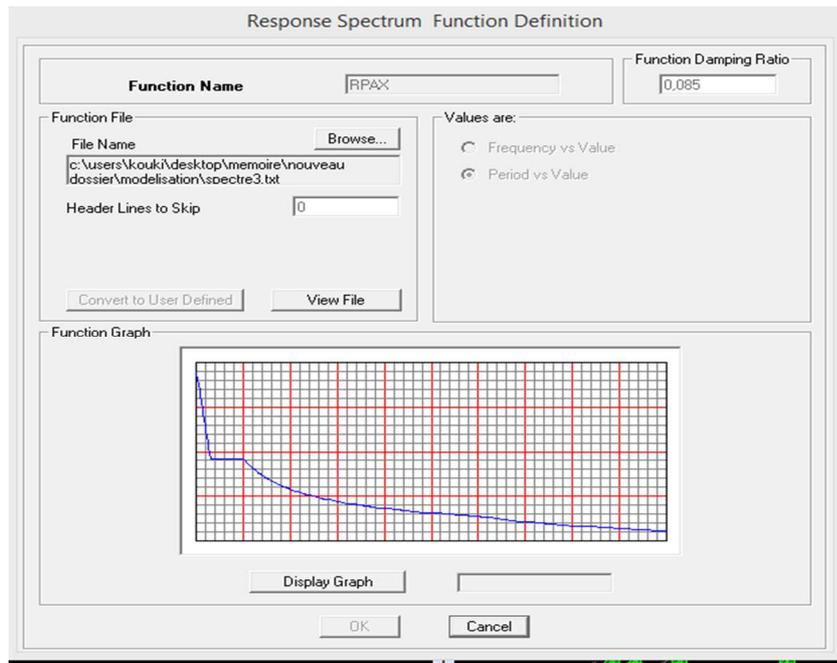


Figure IV.2 : Introduction du spectre de réponse.

Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New case**

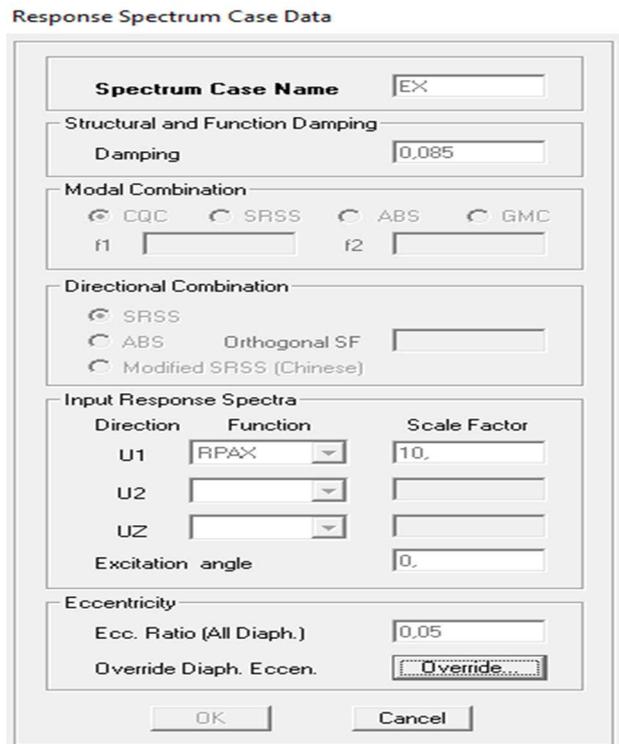


Figure IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

● **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → shell load → uniforme load

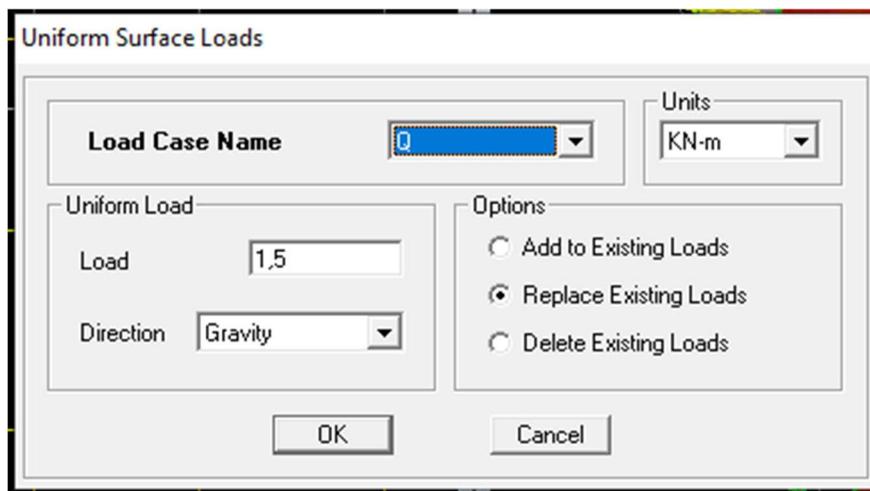


Figure IV.4: chargement des plancher.

Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

- **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec $\rightarrow \beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G \pm Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combination** → **Add New Combo**

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Figure IV.5 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans le sol, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign → **Joint/Point** → **Restraints**

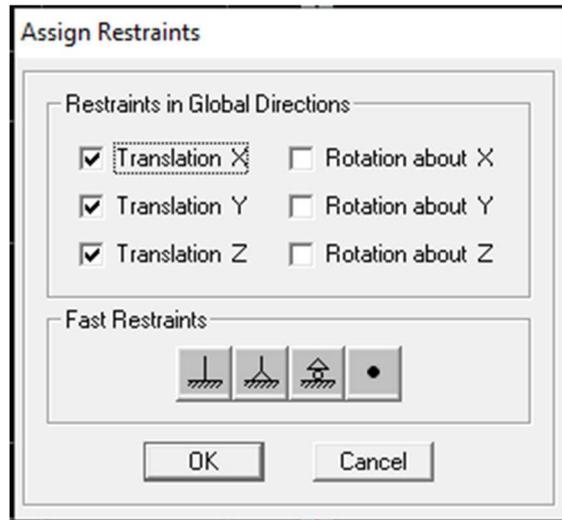


Figure IV.6 : Encastrement des appuis.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de **β (0,2 dans notre cas)** suivant la nature de la structure.

• **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Diaphragm → Add New Diaphragm

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

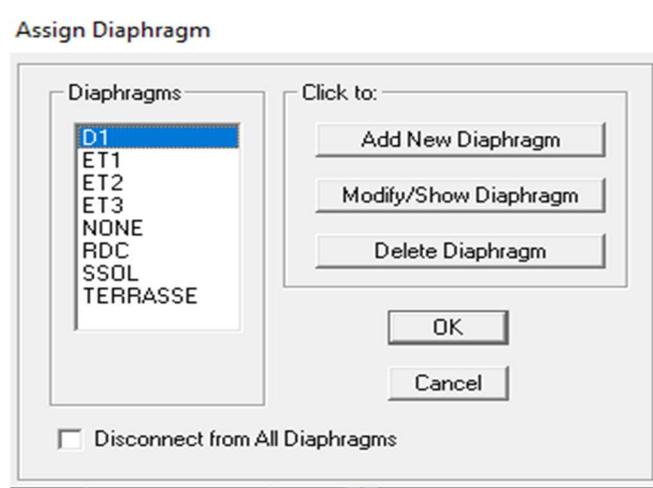


Figure IV.7 : le diaphragme.

- **Analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

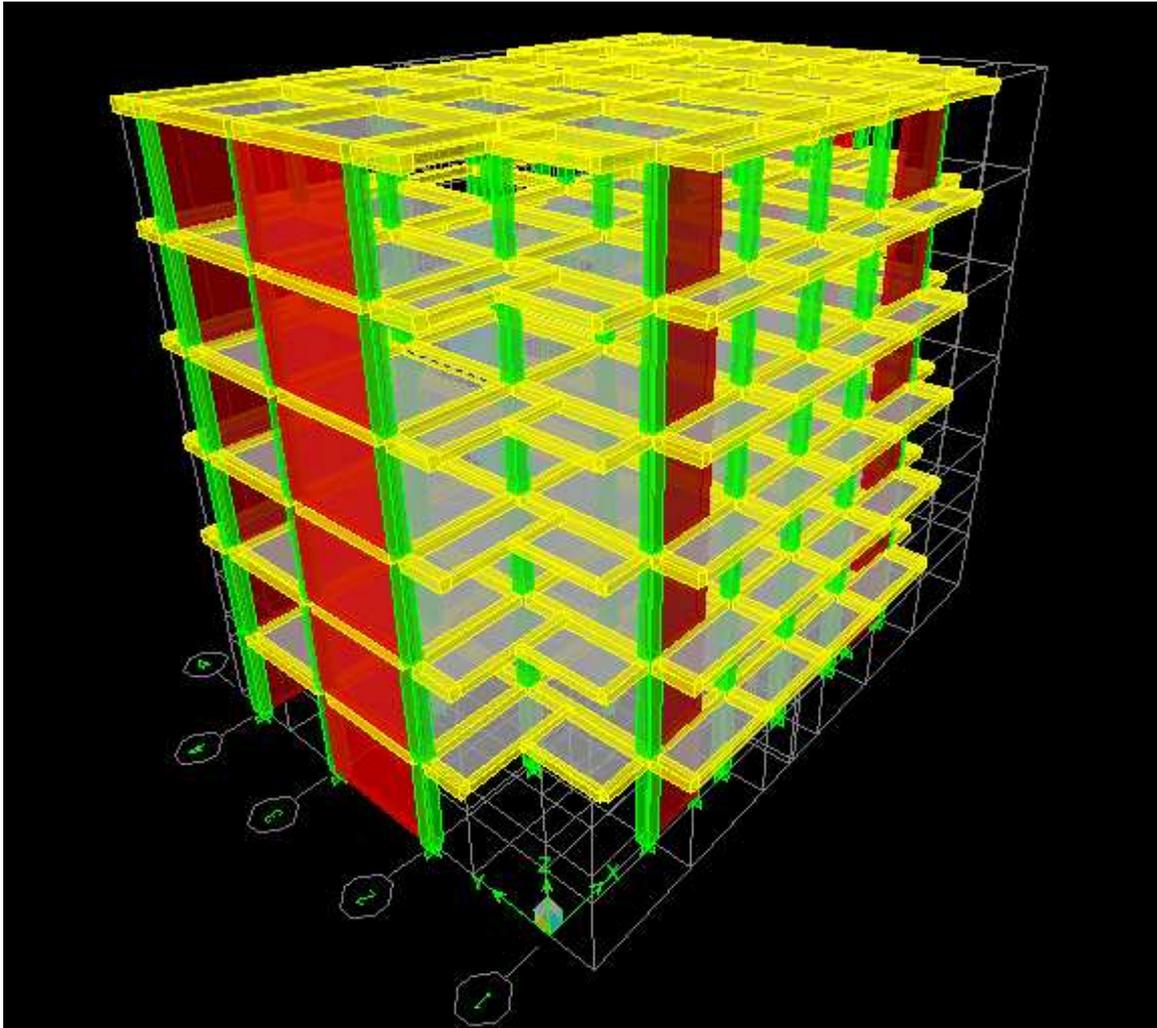


Figure IV.8 : Modèle 3D de la structure.

IV.4. Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003:

1. Vérification des modes de vibration :

Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
1	0,730074	73,3415	0,0000	0,0000	0,1014
2	0,682246	0,0000	72,6433	0,0000	0,0000
3	0,538458	0,1032	0,0000	0,0000	71,9325
4	0,216640	13,6424	0,0000	0,0000	0,0021
5	0,197552	0,0000	14,6487	0,0000	0,0000
6	0,144153	0,0126	0,0000	0,0000	15,6412
7	0,098751	6,0798	0,0000	0,0000	0,0044
8	0,089790	0,0000	6,2342	0,0000	0,0000
9	0,062061	0,0200	0,0000	0,0000	6,0415
10	0,056754	2,1099	0,0000	0,0000	0,0089
11	0,052474	0,1989	0,0000	0,0000	0,0502
12	0,051930	0,0000	2,9538	0,0000	0,0000
13	0,049279	1,0815	0,0000	0,0000	0,1646
14	0,046341	0,1364	0,0000	0,0000	0,0969
15	0,046096	0,0000	0,0020	0,0000	0,0000
16	0,044492	0,0686	0,0000	0,0000	0,0986
17	0,043501	0,1028	0,0000	0,0000	0,3630
18	0,043419	0,0000	0,2608	0,0000	0,0000

Figure IV.9 : vérification des modes de vibration.

- 1^{er} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 73,3415 \% > 50\%$ Condition vérifiée
- 2^{ème} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 72,6433 \% > 50\%$ Condition vérifiée
- 3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 71,9325 \% > 50\%$ Condition vérifiée

2. Vérification de la participation massique :

Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
1	73,3415	0,0000	0,0000
2	73,3415	72,6433	0,0000
3	73,4447	72,6433	0,0000
4	87,0871	72,6433	0,0000
5	87,0871	87,2920	0,0000
6	87,0998	87,2920	0,0000
7	93,1795	87,2920	0,0000
8	93,1795	93,5262	0,0000
9	93,1996	93,5262	0,0000
10	95,3095	93,5262	0,0000
11	95,5084	93,5262	0,0000
12	95,5084	96,4800	0,0000
13	96,5899	96,4800	0,0000
14	96,7263	96,4800	0,0000
15	96,7263	96,4820	0,0000
16	96,7948	96,4820	0,0000
17	96,8976	96,4820	0,0000
18	96,8976	96,7429	0,0000

Figure IV.10: vérification des modes de vibration.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode suivant x et à partir du 8^{ème} mode suivant y:

- **SUM U_x = 93,1795 > 90 %** Condition vérifiée.
- **SUM U_y = 93,5262 > 90 %** Condition vérifiée.

3. vérification de l'effort normale réduit au niveau des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / Analysis results / frame output / Frame Forces / column forces.**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
980,65	0,40	0,24	C.V
571,10	0,35	0,18	C.V
112,91	0,30	0,05	C.V

Tableau IV.1. : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

4. Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

- **Suivant X-X :** $|CM - CR| \leq 5\% LX \rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 19,60 = \mathbf{0,980 \text{ m}}$
- **Suivant Y-Y :** $|CM - CR| \leq 5\% Ly \rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 11,9 = \mathbf{0,595 \text{ m}}$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	Ex	Ey
04	9,800	6,144	9,800	6,387	00	-0,243
03	9,800	6,020	9,800	6,437	00	-0,417
02	9,800	6,154	9,800	6,412	00	-0,258
01	9,800	6,154	9,800	6,351	00	-0,197
RDC	9,800	6,159	9,800	6,270	00	-0,111
S-SOL	9,800	5,793	9,800	6,154	00	-0,361

Tableau IV.2 : Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure.

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.....**Condition vérifiée.**

5. Justification du système de contreventement :

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ **Sous charges verticales :**

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$$

- **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

The screenshot shows a software dialog box with the following sections:

- Section Cutting Line Projected Coordinates:**

	X	Y
Start Point	-14,9716	-8,2866
End Point	15,6457	-8,343
- Resultant Force Location and Angle:**

	X	Y	Z	Angle
	0,3371	-8,3148	0,	359,8943

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps
- Integrated Forces:**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-2,800E-12	2,308E-11	14088,9204	2,807E-12	-2,347E-11	-13511,613
Moment	206950,189	-132940,49	2,533E-10	-198141,55	127493,73	-2,577E-10

Figure IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base.

• Charges verticales reprise par les voiles :

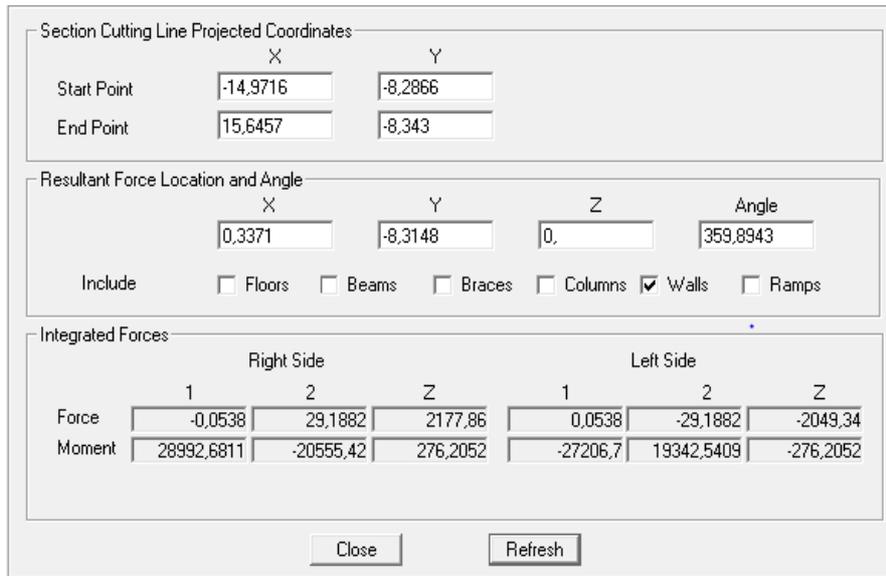


Figure IV.12 : Charges verticales reprise par les voiles .

- Charges verticales reprises par les voiles = **15,46 %**
- Charges verticales reprises par les portiques = **84,54 %**

➤ **Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y) :

Sens x-x :

• **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

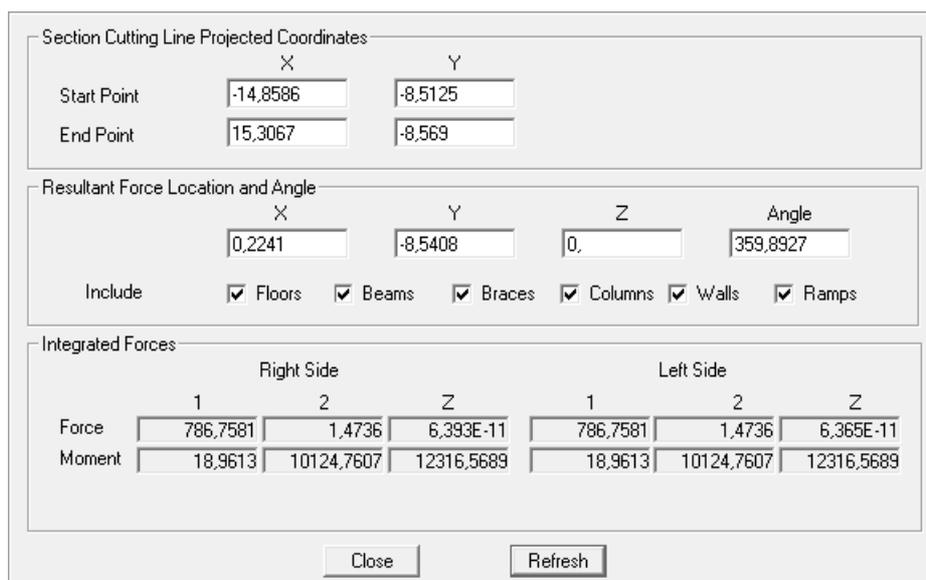


Figure IV.13: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques.

- Charges horizontales reprise par les voiles :

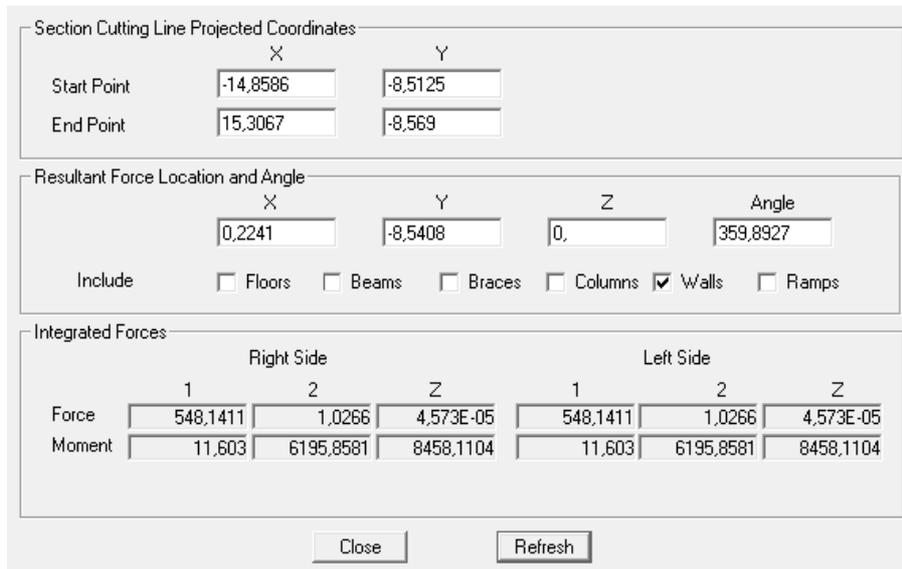


Figure IV.14 : Charges horizontales reprise par les voiles .

- Effort horizontal repris par les voiles = **74,25 %**
- Effort horizontal repris par les portiques = **25,75 %**

Sens y-y :

- Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :

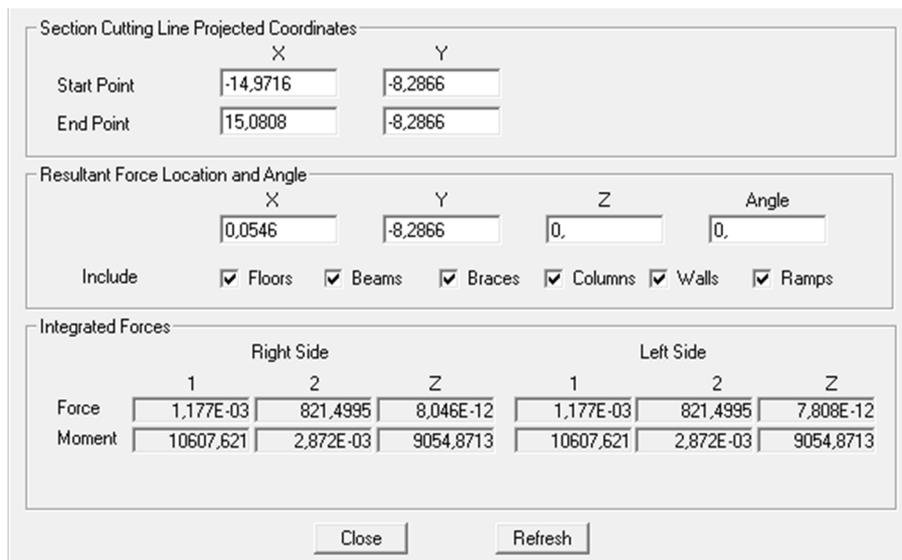


Figure IV.15: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques .

- Charges horizontales reprise par les voiles :

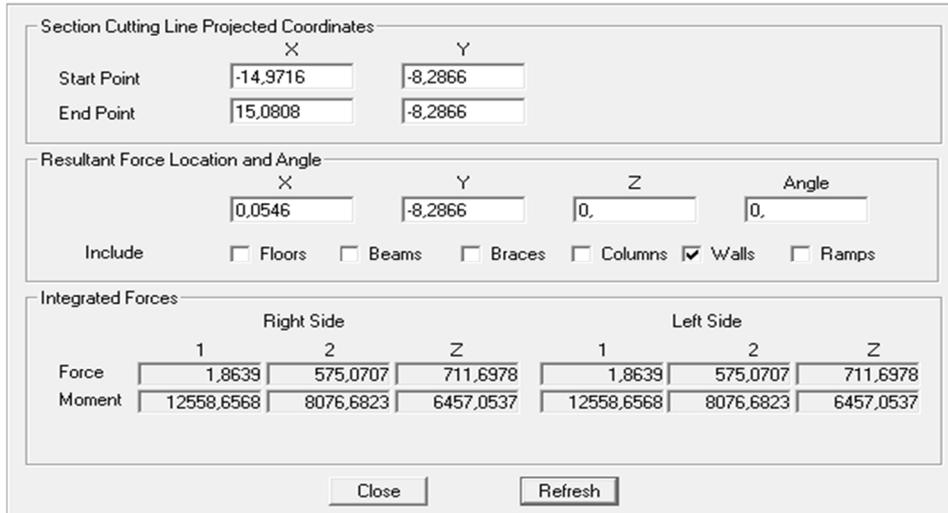


Figure IV.16 : Charges horizontales reprise par les voiles.

- Effort horizontal repris par les voiles = **70,00 %**
- Effort horizontal repris par les portiques = **30,00 %**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales ; et les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système contreventement mixte avec interaction voiles-portiques (R = 5)**.

6. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1 RPA 99).

Groupe d'usage : 2
Zone IIa

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right\} A = 0.15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

W : poids total de la structure. → **W = 14088.92 KN**

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 0,73s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,81$

D'où :

$$D = 1,57$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q=1+ΣPq**

Critères q	Observé/non	p _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau IV.3 : Critères du facteur de qualité.

$$Q = 1,20$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,20}{5} \times 14646,99$$

$$V = 827,84 \text{ KN.}$$

Sens	VMSE (KN)	0.8VMSE(KN)	Vt(KN)	Observation
X	827,84	662,27	786,76	C.V
Y			821 ,50	C.V

Tableau IV.4 : Vérification de l’effort tranchant à la base.

7. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis les déformations) :

Selon l’article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
Et4	0,0133	5	0,0665	0,0105	0,0306	C.V
Et3	0,0112	5	0,0560	0,0120	0,0306	C.V
Et2	0,0088	5	0,0440	0,0130	0,0306	C.V
Et1	0,0062	5	0,0310	0,0140	0,0306	C.V
RDC	0,0034	5	0,0170	0,0115	0,0306	C.V
S-Sol	0,0011	5	0,0055	0,0055	0,0306	C.V

Tableau IV.5 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x).

Sens Y :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
Et4	0,0123	5	0,0615	0,0105	0,0306	C.V
Et3	0,0102	5	0,0510	0,0110	0,0306	C.V
Et2	0,0080	5	0,0400	0,0125	0,0306	C.V
Et1	0,0055	5	0,0275	0,0125	0,0306	C.V
RDC	0,0030	5	0,0150	0,0100	0,0306	C.V
S-Sol	0,0010	5	0,0050	0,0050	0,0306	C.V

Tableau IV.6 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y).

8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K,

V_k : effort tranchant de l'étage k,

h_k : hauteur de l'étage K,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Si **0.1 < θ_k < 0.2** : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/(1- θ_k).

Si **θ_k > 0.2** : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h _k (m)	Sens X			Sens Y		
			V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k	V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k
Et4	2256,31	3,06	243,80	0,0105	0,03	257,37	0,0105	0,03
Et3	4722,66	3,06	419,18	0,0120	0,04	441,13	0,0110	0,03
Et2	7189,01	3,06	568,23	0,0130	0,05	596,21	0,0125	0,04
Et1	9655,35	3,06	677,87	0,0140	0,06	709,48	0,0125	0,05
RDC	12196,29	3,06	750,29	0,0115	0,06	783,25	0,0100	0,05
S-Sol	14646,99	3,06	786,76	0,0055	0,03	821,50	0,0050	0,003

Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

θ_k < 0,1 dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

9. Déplacement maximal (la flèche) :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f=la flèche admissible.

h_t= la hauteur totale du bâtiment

$$f = \frac{18,36}{500} = 0,036 \text{ m}$$

Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- Dans le sens longitudinal x-x :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être rempli comme indiqué sur l'image :

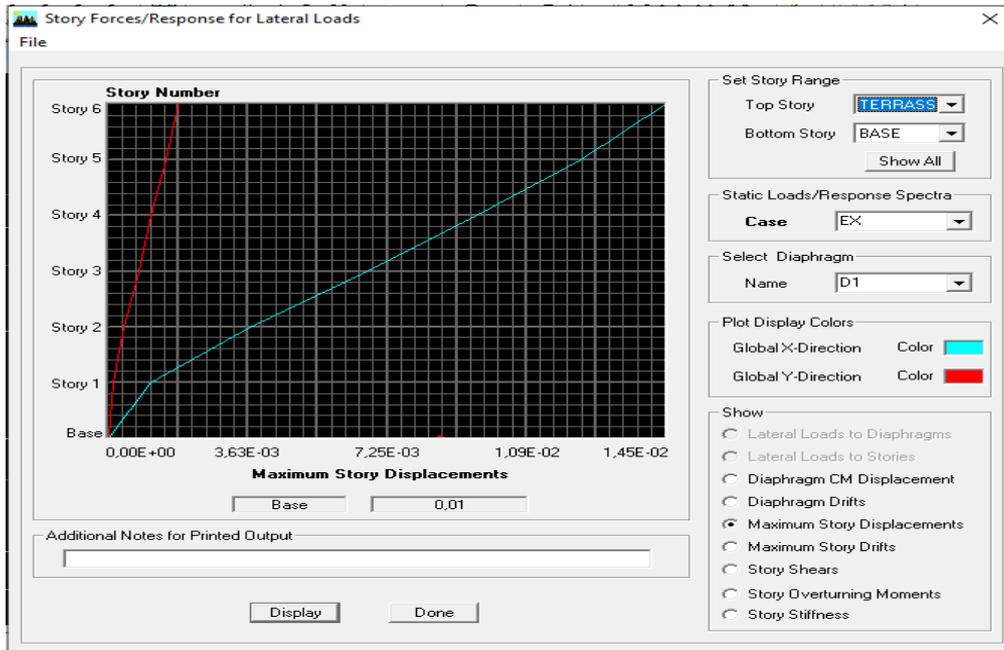


Figure IV.17 : Déplacement max suivant X.

- Dans le sens transversal y-y :

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement

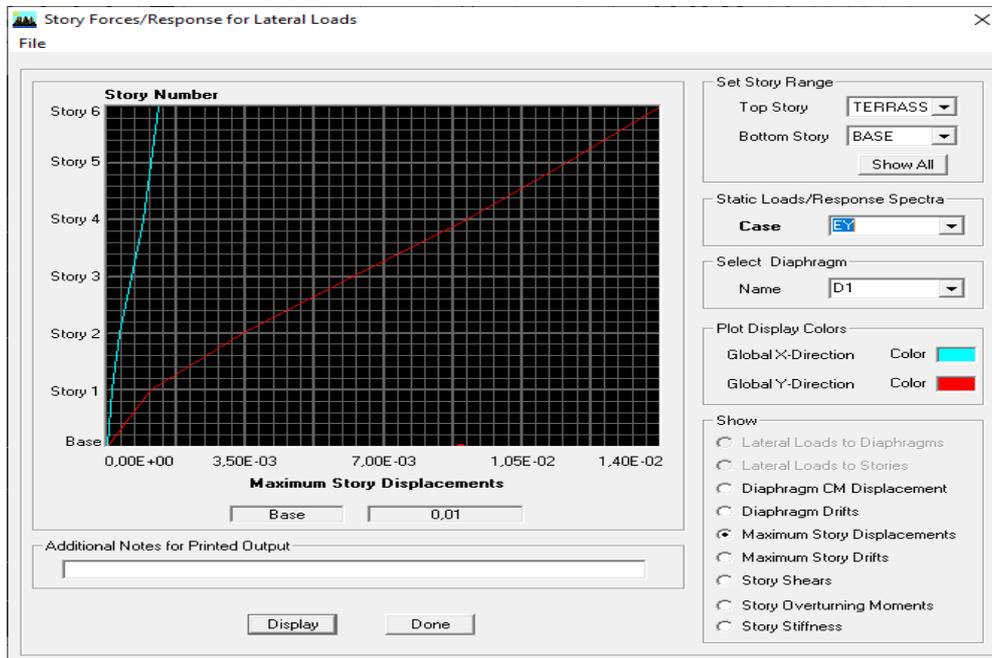


Figure IV.18: Déplacement max suivant Y

• Résultats trouvés :

- Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{max} = 0,01 < f = 0,036 \text{ m}$$

- **Déplacement maximal dans le sens y-y :**

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,036 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. → **Condition vérifiée**

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
structuraux

V.1.FERRAILLAGE DES POUTRES :**INTRODUCTION :**

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q \rightarrow$ ELU
- $G+Q \rightarrow$ ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA2003
- $0.8G\pm E \rightarrow$ RPA2003

V.1.1.Recommandation de RPA version 2003:**1. Armatures longitudinales (RPA 99/2003Art.7.5.2.1):**

1) Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

2) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$.

3) La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

5) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2. Armatures transversales : (RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):

1) La quantité d'armatures minimale et données par :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

2) L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4; 12 \varnothing)$; en zone nodale.

$S_t \leq h/2$; en dehors de la zone nodale (courante).

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.2. Calcul des armatures:

- Calcul du moment réduit « μ » :

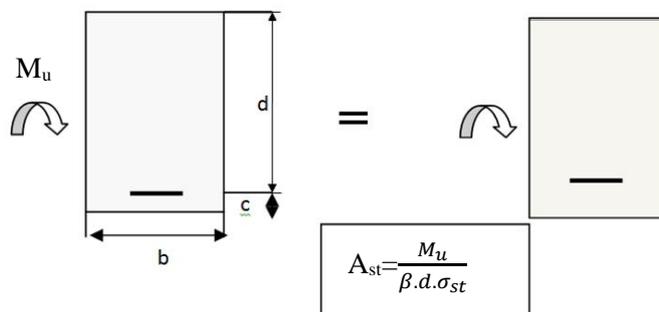
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

a) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et à **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

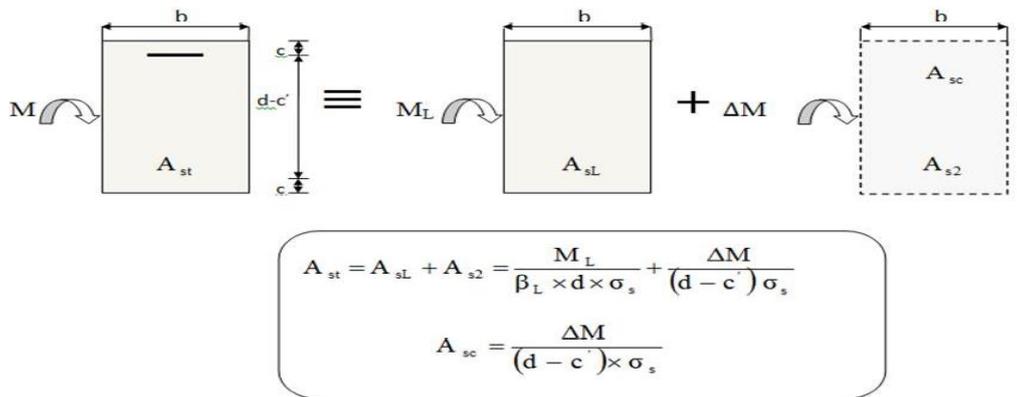
- Si $\mu \leq \mu_l$ **Section simplement armée (SSA)**



Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



$$\Delta M = M_u - M_L$$

$$M_L = \mu_L \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessus.

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Exemple de calcul : Poutre principale 30 x 40 (**ZONE I**)

Les sollicitations : M_t M_a

- $M_t = 28,313$ KN m
 - $M_a = -53,705$ KN m
- } **ELU, (0.8G+EY) et (G+Q+EY)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$f_{bc} = 21,7$ MPa , $\sigma_{st} = 400$ MPa (situation accidentelle)

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53,705 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21,7} = 0,076 < \mu_l = 0.379$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53,705 \times 10^3}{0.960 \times 33 \times 400} = \mathbf{4,24 \text{ cm}^2}$$

• **En Travee :**

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ (situation durable)

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28,313 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

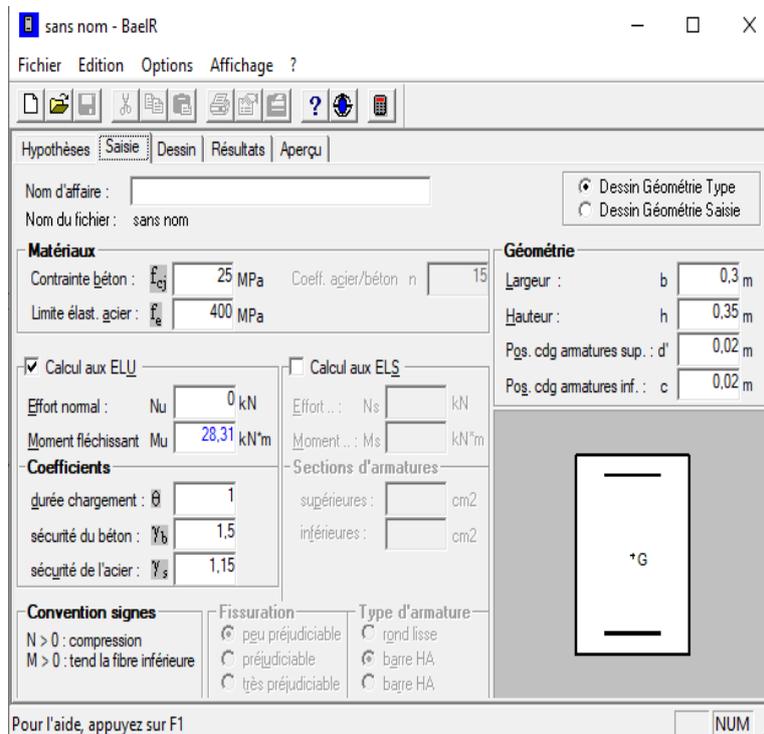
$$\mu_u = 0,062 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,968$$

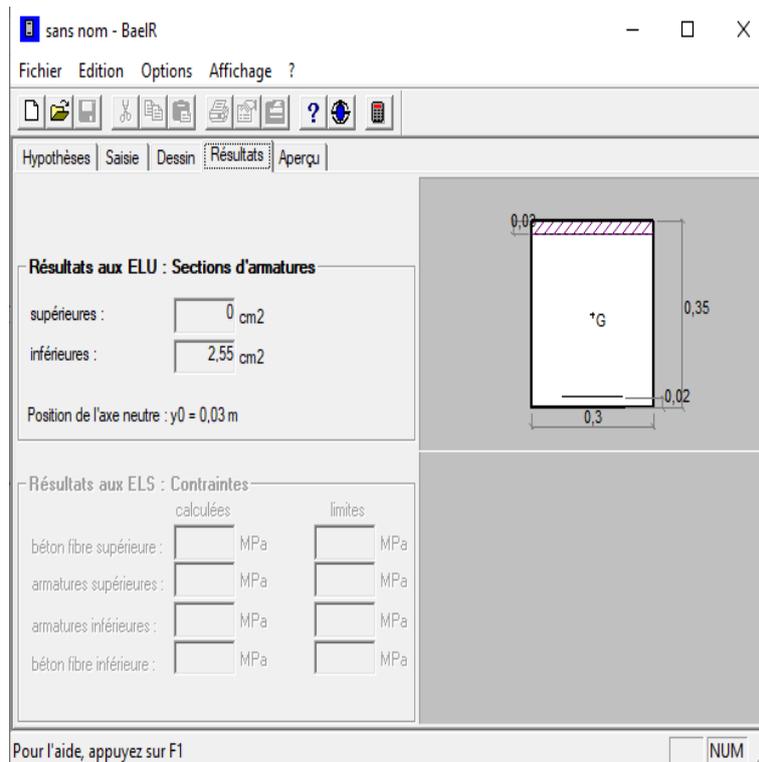
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,313 \times 10^3}{0,968 \times 33 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fera en situation la plus défavorable :

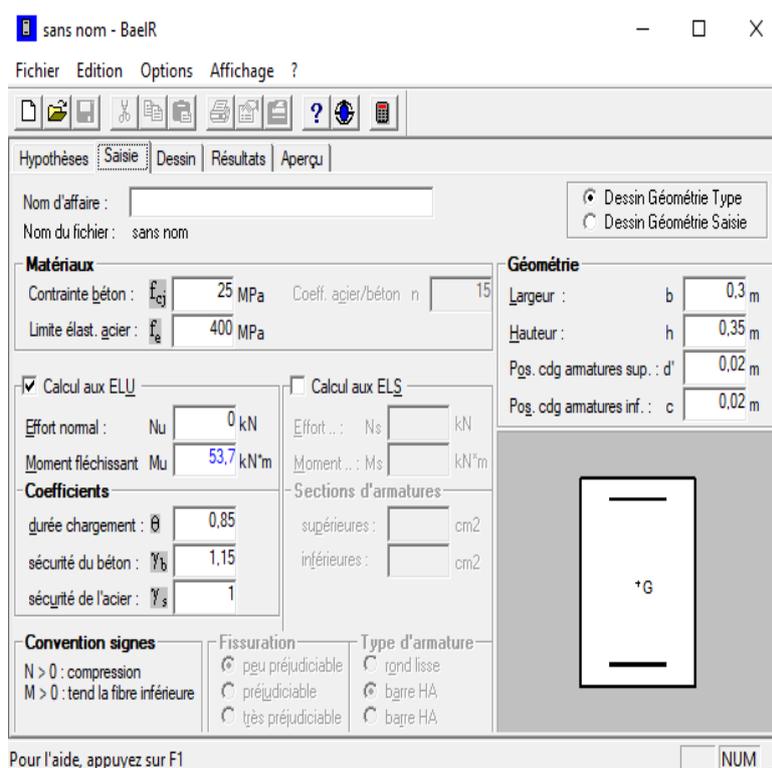
Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

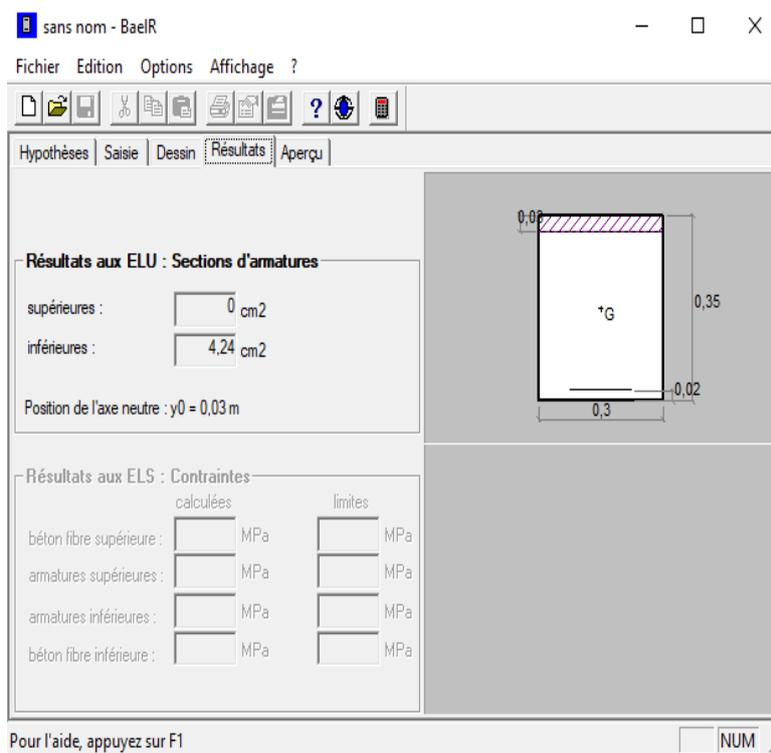
• **Situation courante :**





- Situation accidentelle :





a) Poutres principales :

- Poutres principales non adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	A _{min}	A _s adoptée	
ZONE I	Mt=28,313	ELU	SSA	2,55	5,25	6,03	3HA16
	Ma=-53,705	G+Q+Ey	SSA	4,24		6,03	3HA16
ZONE II	Mt=26,698	ELU	SSA	2,4		6,03	3HA16
	Ma=-57,425	G+Q-Ey	SSA	4,55		6,03	3HA16
ZONE III	Mt=26,773	ELU	SSA	2,41		6,03	3HA16
	Ma=-40,41	G+Q+Ey	SSA	3,16		6,03	3HA16

Tableau V.1.1 : Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles.

- Poutres principales adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	A _{min}	A _s adopté	
ZONE I	Mt=78,39	0,8G+Ey	SSA	6,32	5,25	6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-101,276	G+Q+Ey	SSA	8,34		9,42	3HA16 + 3HA12
ZONE II	Mt=77,668	0,8G+Ey	SSA	6,26		6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-104,315	G+Q+Ey	SSA	8,61		9,42	3HA16 + 3HA12
ZONE III	Mt=38,108	0,8G+Ey	SSA	2,97		6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-64,271	G+Q+Ey	SSA	5,15		9,42	3HA16 + 3HA12

Tableau V.1.2: Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles.

- b) Poutres secondaires :

- Poutres secondaires non adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	A _{min}	A _s adoptée	
ZONE I	Mt=21,787	0,8G+Ex	SSA	2	3,75	4,62	3HA14
	Ma=-23,862	G+Q+Ex	SSA	2,2		4,62	3HA14
ZONE II	Mt=21,912	G+Q-Ex	SSA	2,01		4,62	3HA14
	Ma=-26,081	G+Q-Ex	SSA	2,41		4,62	3HA14
ZONEI	Mt=12,901	G+Q+Ex	SSA	1,17		4,62	3HA14
	Ma=-20,482	ELU	SSA	1,36		4,62	3HA14

Tableau V.1.3 : Ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles.

- Poutres secondaires adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	A _{min}	A _s adopté	
ZONE I	Mt=47,967	0,8G+Ex	SSA	4,56	3,75	4,62	3HA14
	Ma=-60,069	G+Q+Ex	SSA	5,82		6,88	3HA14 + 2HA12
ZONE II	Mt=46,208	0,8G+Ex	SSA	4,39		4,62	3HA14
	Ma=-63,988	G+Q+Ex	SSA	6,24		6,88	3HA14 + 2HA12
ZONE III	Mt=21,827	G+Q-Ex	SSA	2		4,62	3HA14
	Ma=-43,082	G+Q+Ex	SSA	4,07		6,88	3HA14 + 2HA12

Tableau V.1.4: Ferrailage des Poutres secondaire adhérents aux voiles.

V.1.3. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Poutres principales de (30x40) : $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x30): $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99) :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Poutres	Poutre principales		Poutres secondaires	
	Non adhérentes aux voiles	Adhérentes aux voiles	Non adhérentes aux voiles	Adhérentes aux voiles
Tu (N)	76,22 x10 ³	96,54 x10 ³	29,92 x10 ³	58,89 x10 ³
b (mm)	300	300	250	250
d (mm)	380	380	280	280
τ_u (MPa)	0,67	0,85	0,43	0,84
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	3,33	3,33	3,33
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.1.5 : Vérification aux cisaillements.

3. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que : $T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

	Tu (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	594	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	594	C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	420	C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	420	C.V

Tableau V.1.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$A_s > T_u - \frac{M_u}{0.9d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

	Tu (KN)	Mu (KN.m)	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	57,425	-117,13 < 0	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	104,315	-254,68 < 0	C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	23,862	-64,77 < 0	C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	63,988	-195,03 < 0	C.V

Tableau V.1.7 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5. Vérification d'adhérence et de l'entrainement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales non adhéres aux voiles : $(3 \times 16) \times \pi = 150,72 \text{ mm}$

Poutres principales adhéres aux voiles: $(3 \times 16 + 3 \times 12) \times \pi = 263,76 \text{ mm}$

Poutres secondaires non adhéres aux voiles : $(3 \times 14) \times \pi = 131,88 \text{ mm}$

Poutres secondaires adhéres aux voiles : $(3 \times 14 + 2 \times 12) \times \pi = 207,24 \text{ mm}$

	Tu (KN)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	1,70	3,15	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	1,23		C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	0,90		C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	1,13		C.V

Tableau V.1.8 : Vérification de l'entraînement des barres.

6. Ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\phi \times f_{te}}{4 \times \tau_{se}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour $\phi = 12\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$
 Pour $\phi = 14\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$
 Pour $\phi = 16\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_c car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour $\phi = 12\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm.}$
 Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm.}$
 Pour $\phi = 16\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 60 = 24\text{cm.}$

V.1.4. Calcul des armatures transversales :

a. Calcul des espacements :

• **Poutres principales :**

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,6) = \min (8,75 ; 19,2)$$

Soit : $St = 8 \text{ cm.}$

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

• **Poutres secondaire :**

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1,4) = \min (7,5 ; 16,8)$$

Soit : $St = 7 \text{ cm.}$

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 15 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

b. Diamètre des armatures transversales :**• Poutres principales :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{350/35 ; 12 ; 300/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{10 ; 12 ; 30\}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Poutres secondaire :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{300/35 ; 12 ; 250/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{8,57 ; 12 ; 25\}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

c. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée : $L' = 2xh$.

- **Poutre principale :** $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.
- **Poutre secondaire :** $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

d. Pourcentage minimum des armatures transversales :

Il faut vérifier que : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.003 \cdot St \cdot b$

- **Poutre principale :** $A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$
- **Poutre secondaire :** $A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

V.1.5. Vérifications à l'ELS:**1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « **SOCOTEC** » :

a. Poutres principales :

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t=20,363$	6,88	3,90	102,1	15	348
	$M_a=-28,929$	9,42	5,00	107,8		
ZONE II	$M_t=19,389$	6,88	3,71	97,2		
	$M_a=-29,794$	9,42	5,15	111,0		
ZONE III	$M_t=19,555$	6,88	3,74	98,0		
	$M_a=-26,547$	9,42	4,59	98,9		

Tableau V.1.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP)

b. Poutres Secondaires :

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t=13,499$	4,62	4,38	118,4	15	348
	$M_a=-16,044$	6,88	4,58	96,7		
ZONE II	$M_t=14,639$	4,62	4,75	128,4		
	$M_a=-14,993$	6,88	4,28	90,3		
ZONE III	$M_t=8,253$	4,62	2,68	72,4		
	$M_a=-15,006$	6,88	4,28	90,4		

Tableau V.1.10: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

→ Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

3. Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} », on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens.

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

a. Poutres principales: L = 414 cm

	f (cm)	\bar{f} (cm)	OBS
Zone I	0,04545	0,828	CV
Zone II	0.04581		CV
Zone III	0.05435		CV

Tableau V.1.11: Vérification de la flèche (PP).

b. Poutres secondaires: L = 365 cm

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.00728	0.73	CV
Zone II	0.01051		CV
Zone III	0.01316		CV

Tableau V.1.12: Vérification de la flèche (PS).

→ La flèche est vérifiée.

V.2.Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

V.2.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

1) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12[cm]**.
- longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{min}$ zone II_A
- La distance entre les barres longitudinales, dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_A.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

➤ Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8%** ×b× h (en zone IIa) :

- Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6%**×b× h (en zone IIa) :

- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96,0 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54,0 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal en zone courante sera **3%**×b×h (en zone IIa) :

- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2$

V.2.2.Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.08 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

μ : moment réduit

a. 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

b. 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d-c') - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

a. 1^{er} cas :

Si : $N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} \qquad A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

b. 2^{ème} cas :

Si : $N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \qquad \text{Avec :} \qquad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \qquad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{Si} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}} \qquad A_{Ss} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{Si}$$

Avec :

$$\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ → excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de

forme. la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

- **Zone I** : S-Sol ; RDC (poteaux 40×40)
- **Zone II** : 1^{er} ; 2^{ème} , 3^{ème} , étage (poteaux 35×35)
- **Zone III** : 4^{ème} étage (poteaux 30×30)

Exemple de calcul : Poteaux 40×40

b = 40 cm; h = 40 cm ; d = h-c = 37 cm ; c = 3 cm

Les sollicitations : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$M_{\text{cor}} = 7,639 \text{ KN.m}$

$N_{\min} = 540,22 \text{ KN}$ (N effort de traction)

} **Situation accidentelle (0,8 G+Ev)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,637}{540,22} = 0,014 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,17 \text{ m}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0.156 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,637}{540,22} = 0,014 \text{ m} \\ \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,17 \text{ m} \\ g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0.156 \text{ m} \end{array} \right\} e_u < \frac{h}{2} - c \implies \text{Section entièrement tendue}$$

La section d'armature :

$$A_{S_{\text{inf}}} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}}$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{S_{\text{inf}}} = \frac{540,22 \times 10^3 \times 156}{(370-30)400} = 619,66 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{S_{\text{inf}}} = 6,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{S_i}$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \left(\frac{540,22 \times 10^3}{400}\right) - 619 = 731,55 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{S_{\text{sup}}} = 7,31 \text{ cm}^2$$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

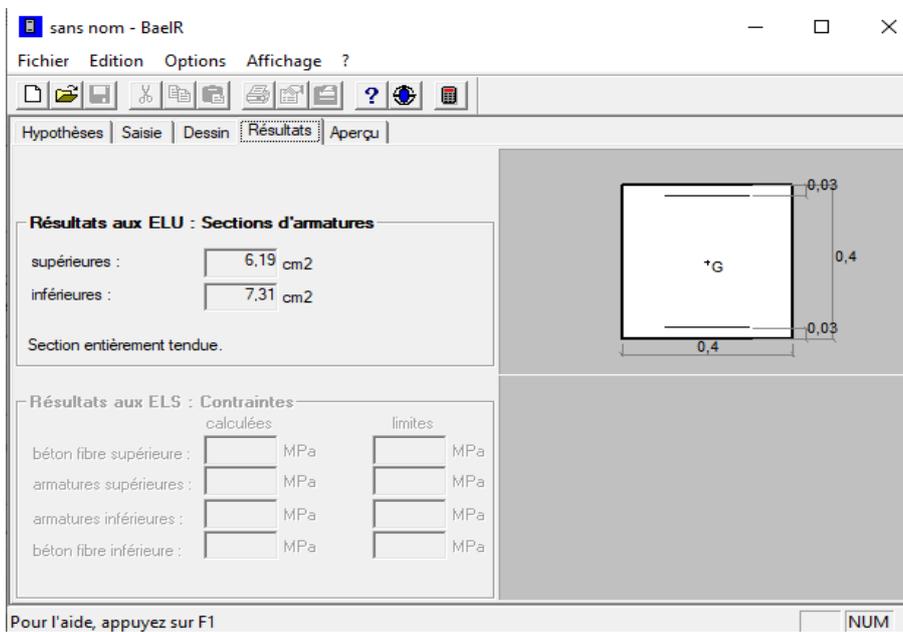
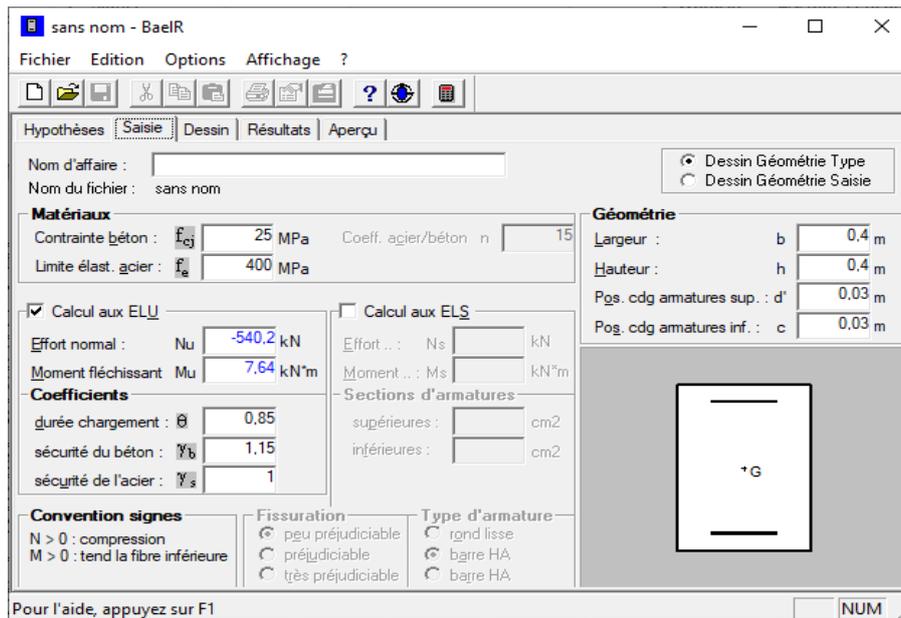
Convention de signe : (effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b= 0.40 m ; h= 0.40 m ; c =0.03 m ; Situation accidentelle

Les sollicitations: $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$



Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (**Tableau VI.2**) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	sollicitation	combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	Choix A (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	ELU	-1186,26	-0,89	SEC	0	0	8HA16
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	540,22	7,639	SET	6,19	7,31	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-462,83	-66,783	SEC	0	0	
Zone II	N _{max} → M _{cor}	ELU	-733,96	1,221	SEC	0	0	8HA14
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	61,63	1,234	SET	0,68	0,86	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-250,19	-56,783	SPC	0	0,77	
Zone III	N _{max} → M _{cor}	ELU	-152,97	-3,887	SEC	0	0	8HA12
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	27,78	-0,703	SET	0,34	0,46	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-71,96	-33,26	SPC	0	1,58	

Tableau V.2.1: Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau.

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau ci dessous (Tableau VI.3) résume les sections totales adoptées pour tout les niveaux :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
40×40	8HA16= 16,08	12,8	CV
35×35	8HA14 = 12,31	9,8	CV
30×30	8HA12 = 9,05	7,2	CV

Tableau V.2.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

2) Armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

a. Espacement des armatures transversales:

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t \leq \min\{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_1 \} = \min\{ 15 ; 15 ; 12 \}$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 10\text{cm}$

b. La section d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

Tu : effort tranchant de calcul.

ht : hauteur totale de la section brute.

fe : 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'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$) ; I_0 : hauteur libre du poteau.

- Poteau (40×40) : $\lambda_g = 5,35$
 - Poteau (35×35) : $\lambda_g = 6,12$
 - Poteau (30×30) : $\lambda_g = 7,14$
- } $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm ²)
		St = 10cm
Zone I	46,08	0,72
Zone II	42,09	0,75
Zone III	23,07	0,48

Tableau V.2.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone

c. La quantité d'armatures transversales minimale:

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_{min} = S_t \times b \text{ en \%}$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Zone (I, II et III) : $\lambda_g > 5 \rightarrow A_{min} = 0.003 S_t \times b$

	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Observation
Zone I	1,2	2,01	C.V
Zone II	1,05	2,01	C.V
Zone III	0,9	2,01	C.V

Tableau V.2.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées.

On opte pour :

Zone I : 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

Zone II: 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

Zone III : 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

d. Longueur de recouvrement :

Pour le $\varphi 16 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 14 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 12 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

V.2.4.Vérifications à l'ELU:

• Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{ct28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I, II et III) : $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	0.311	1.875	C.V
Zone II	0.375	1.875	C.V
Zone III	0.284	1.875	C.V

Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.5.Vérifications à l'ELS:

1. Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow N_s, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE}$$

	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A_{min} (cm ²)
Zone I	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-864,59	-0,715	4,39
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-177,05	-1,337	4,39
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-447,86	28,932	4,42
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-535,31	0,841	3,32
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-47,01	-3,579	3,40
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-69,29	25,039	3,45
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-111,92	-2,814	2,41
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-15,87	-4,798	2,49
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-44,81	-11,46	2,48

Tableau V.2.6 : Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS.

$A_s > A_{min}$ Condition vérifiée.

2. Etat limites d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

3. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

	sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)		σ _{st} (MPa)		σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	N _{max} →M _{cor}	-864,59	-0,715	16,08	16,08	4,19	4,11	62,8	61,8	15	348
	N _{min} →M _{cor}	-177,05	-1,337	16,08	16,08	0,93	0,77	13,7	11,8		
	M _{max} →N _{cor}	-447,86	28,932	16,08	16,08	3,73	0,51	53,2	11,3		
Zone II	N _{max} →M _{cor}	-535,31	0,841	12,31	12,31	3,43	3,25	51,3	49,5		
	N _{min} →M _{cor}	-47,01	-3,579	12,31	12,31	0,6	0	8,27	0,58		
	M _{max} →N _{cor}	-69,29	25,039	12,31	12,31	3,01	0	36,5	-47,1		
Zone III	N _{max} →M _{cor}	-111,92	-2,814	9,05	9,05	1,35	0,56	19,1	9,58		
	N _{min} →M _{cor}	-15,87	-4,798	9,05	9,05	0,95	0	11,1	-14,6		
	M _{max} →N _{cor}	-44,81	-11,46	9,05	9,05	2,31	0	27,3	-31,8		

Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

→ Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

V.3.Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire à des sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles nous avons constatés qu'il est possible d'adopter le même ferrailage.

➤ Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\Rightarrow \begin{cases} ELU : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA révisé 2003 $\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

➤ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée sa base ; il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.1.Ferrailages des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{B} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

2. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée et entièrement tendue (SEC et SET) :

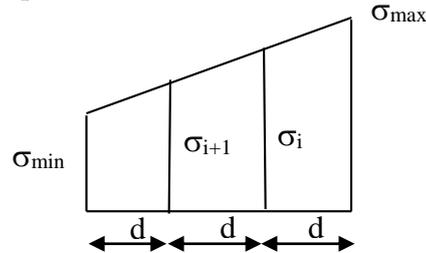


Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes (SEC et SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_i \times e_{pot}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_{i+1} \times e_v$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \times d_{i+2} \times e_v$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile.

3. Détermination des armatures :

- Pour une section entièrement comprimée :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

$\sigma_s = 348$ MPa.

1. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Avec B : section du béton comprimé

NB : Le pourcentage des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendus.

➤ **Pour une section entièrement tendue:**

2. Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ MP}_a$

3. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{M}{2 \sigma_{st}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

4. section partiellement comprimée (SPC) :

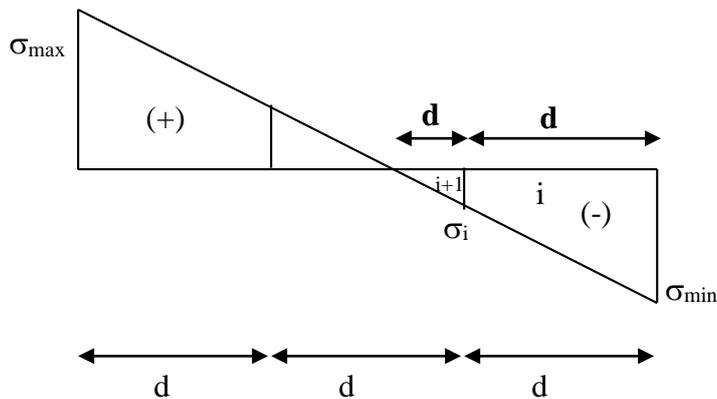


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes (SPC).

$$N_i = |\sigma_{\min}| \times e_{pot} \times d_i$$

$$N_{i+1} = |\sigma_i| \times e_v \times d_{i+1}$$

$$N_{i+2} = |\sigma_{i+2}| \times e_v \times d_{i+2}$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

5. Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

6. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

7. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le RPA 99 :

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

- D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

8. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 . T_k \dots\dots\dots \text{Art-7-7-4-2 RPA 99}$$

T_k : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

9. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles

Elles relient 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 l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

D'après le RPA 99, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

- **Les potelets :**

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelés.

10.Ferrailage minimal :

- **D'après le BAEL 91 :** $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$
- **D'après le RPA 99 :** $A_{\min} = 0,2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec :

B : étant la section du béton.

V.3.2.Dispositions constructives :

- **Espacement constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1,5 \times e$
- $S_t \leq 30 \text{ cm.}$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile.

- **Longueur de recouvrement : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Remarque :

Les contraintes des voiles seront tirées directement du **SAP 2000**.

V.3.3. Vérifications à l'ELS :

1. la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

2. Vérification de la contrainte au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

a. Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

b_0 : épaisseur du voile

$d = 0,9 h$: hauteur

h : hauteur totale de la section brute.

b. Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

V.2.3. Ferrailage des voiles :

D'après nos résultats, on peut spécifier 3 zones de ferrailage ;

1) Zone I :

a. Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,2 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad d=L/2=0,6 \text{ m} \quad B= 0,24 \text{ m}^2$$

Sens longitudinal:

$$\sigma_{max} = 4631,71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{min} = -7448,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ Dans ce cas la section est partiellement comprimée tendue.

Calcul de L_t et L_c

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{4631,71}{4631,71 + 7448,44} \times 1,20 = 0,46 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,20 - 0,46 = 0,74 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{he}{2}; \frac{2Lc}{3} \right\} = \{1,53; 0,31\}$$

Donc : on prend

- Bande 1 de longueur $d_1 = 0,31$ m (bande extrême).
- Bande 2 de longueur $d_2 = Lt - d_1 = 0,43$ m (bande centrale).

b. Détermination de « N » :

Bande1 :

$$\sigma_1 = \frac{(Lt - d_1)\sigma_{min}}{Lt} = \frac{(0,74 - 0,31) \times 7448,44}{0,74} = 4328,15 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d_1 \times e = \frac{4328,15 + 7448,44}{2} \times 0,31 \times 0,20$$

$$N_1 = 365,074 \text{ KN}$$

Bande2 :

On a $d_2 = 0,43$ m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{4328,15}{2} \times 0,43 \times 0,2$$

$$N_2 = 186,110 \text{ KN}$$

c. Calcul des armatures :

Bande1 :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{365,074}{348} \times 10 = 10,49 \text{ cm}^2$$

Bande2 :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{186,110}{348} \times 10 = 5,35 \text{ cm}^2$$

11. Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 160,46 \cdot 10^3}{400} = 617,77 \text{ mm}^2 \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \cdot Vu$$

$$A_{vj} = 6,18 \text{ cm}^2$$

12. Armatures minimales :

Bande1 :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{31 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 31 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} \geq \max\{3,25; 1,24\} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Bande2 :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{43 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 43 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} \geq \max\{4,51 ; 1,72\} = 4,51 \text{ cm}^2$$

13. Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj1}}{4} = 10,49 + \frac{6,18}{4} = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj2}}{4} = 5,35 + \frac{6,18}{4} = 6,89 \text{ cm}^2$$

14. Ferrailage adopté :

$$A_1 = 12,03 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 4\text{HA}14 = 12,30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 3\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

15. Armatures horizontales :

$$A_h = \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right)$$

$$A_h = \max \left(\frac{12,30}{4}; 0,0015 \times 20 \times 120 \right) = \max (3,07 ; 3,6) \text{ cm}^2$$

$$A_h = 3,6 \text{ cm}^2$$

Le choix de la nappe = **4HA12** = $4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement **St = 25cm**

16. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

On adopte **4HA8** ($2,01 \text{ cm}^2$) par m^2

17. Diamètre minimum :

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\emptyset \leq 2 \text{ cm}$$

V.2.4.Vérifications :

1. L'espacement des barres verticales :

Espacement : $St \leq \min (1,5 \times e, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$

$St = 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Selon le RPA : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003)

$$\tau_b = \frac{T}{e.d} = \frac{1,4 \times 160,46 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 1,04 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon le BAEL : (Art 5.1.1 /BAEL91 modifié 99)

$$\tau_b = \frac{V_u}{e.d} = \frac{160,46 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,74 \text{ MPa} < \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte du béton comprimé (à l'ELS) :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A_v} = \frac{458,42 \times 10^3}{(1200 \times 200) + (15 \times 12,3 \times 10^2)} = 1,77 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,77 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		hpoutre(m)		0,30	0,30
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,24	0,24	0,24
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,76	2,76	2,76
Sollicitations de calcul	T(kN)		160,460	89,420	33,240
	N _{ser} (kN)		-458,42	-335,73	-84,10
	Vu (kN)		224,644	125,188	46,536
	σ_{max} (kN/m ²)		4631,710	3093,300	2702,810
	σ_{min} (kN/m ²)		7448,440	4199,590	3586,900
	σ_s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		0,46	0,51	0,52
	L _t		0,74	0,69	0,68
	d		0,31	0,34	0,34
	d _{adopté}		0,31	0,34	0,34
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,43	0,35	0,34
	σ_1		4360,633	2137,390	1793,450
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		10,41	6,18
A _{v2} /bande (cm ²)		5,43	2,16	1,76	
A _{vj} (cm ²)		6,18	3,44	1,28	
A1/bande/nappe		11,95	7,04	4,74	
A2/bande/nappe		6,97	3,02	2,08	
A _{min}	A _{min1} /bande/nappe (cm ²)		3,22	3,56	3,61
	A _{min2} /bande/nappe (cm ²)		4,50	3,66	3,61
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	A2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	9,24
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	20	20	15	
Ah	AH /nappe (cm2)		3,60	3,60	3,60
	AH adopté (cm2)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
At	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,040	0,580	0,215
	2,26 Mpa	τ_u	0,743	0,414	0,154
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-1,774	-1,299	-0,325

Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinales.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,36	0,36	0,36
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		335,400	188,310	48,390
	N _{ser} (kN)		-477,75	-362,40	-96,56
	Vu (kN)		469,560	263,634	67,746
	σ _{max} (kN/m ²)		6257,120	3268,540	1921,570
	σ _{min} (kN/m ²)		7846,940	4343,960	2536,720
	σ _s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		0,80	0,77	0,78
	L _t		1,00	1,03	1,02
	d		0,53	0,52	0,52
	d _{adopté}		0,50	0,51	0,51
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,50	0,51	0,51
	σ ₁		3923,470	2171,980	1268,360
	N ₁		589,37	334,64	163,35
	N ₂		196,46	111,55	64,95
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,94	9,62	4,69
	A _{v2} /bande (cm ²)		5,65	3,21	1,87
	A _{vj} (cm ²)		12,91	7,25	1,86
	A1/bande/nappe		20,16	11,43	5,16
	A2/bande/nappe		8,87	5,02	2,33
A _{min}	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,59	5,41	5,43
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²)		24,12	12,3	9,04
	A2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA16	2*4HA14	2*4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	8	8	
Ah	AH /nappe (cm ²)		6,03	5,40	5,40
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
At	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	T _b	1,449	0,814	0,209
		T _u	1,035	0,581	0,149
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	-1,206	-0,958	-0,258

Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles transversales.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure.

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

VI.1. Etude géotechnique du sol :

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique des sols la contrainte admissible du sol est

$$\sigma_s = 2bars .$$

VI.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible, 2 bars.

VI.3. Pré dimensionnement :

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du Sous-Sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

N_s : effort normal à l'ELS $\rightarrow N_s = 864,59 \text{ KN}$

$\rightarrow A \geq 2,079 \text{ m.}$

Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_s : effort normal à la base du voile

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

• Sens longitudinale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N _s (KN)	L (m)	B (m)
VL ₁	200	517,29	1,2	2,16
S= 2,59 m ²				

TableauVI.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

• Sens transversale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N _s (KN)	L (m)	B (m)
VT ₁	200	538,14	1.80	1,49
S=2,68 m ²				

TableauVI.2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).

$S_{tot} = 5,27 \text{ m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux:

• Hypothèse :

Une semelle est infiniment rigide engendrant 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 agissantes sur la semelle.

• Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum Ni$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{R}$

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$q_{min} = \frac{N}{L} \times (1 - \frac{6 \times e}{L})$

$q_{max} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{6 \times e}{L})$

$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times (1 + \frac{3 \times e}{L})$

• Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

On fera le calcul sur fil de poteaux le plus sollicité, Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poteau	N_s (KN)	e_i (m)	M_s (KN.m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)	e (m)	q_{min} (KN/ml)	q_{max} (KN/ml)	$q_{L/4}$ (KN/ml)
C 1	301.283	-5.95	-2.589	-1792.633	0,20	139.315	169.438	161.907
C2	620.635	-1.8	-1.762	-1117.143				
C3	664.587	2,15	-0,715	1428.862				
C4	312.333	5.95	8.827	1858.381				
Somme	1898.838	/	3.761	377.467				

Tableau VI.3 : résultante des charges sous poteaux à l'ELS.

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.20 \text{ m} < \frac{L}{6} = 12.30/6 = 2.05 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

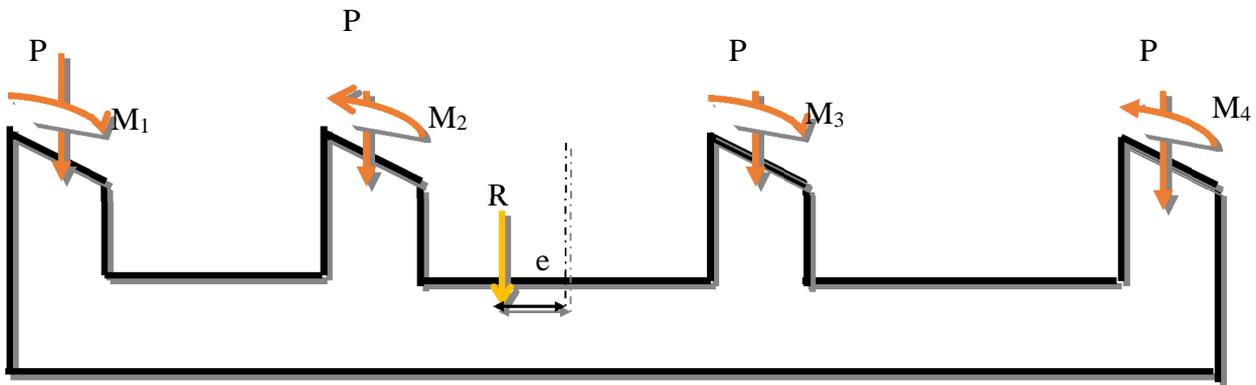


Figure VI.1 : distribution de la réaction par mètre linéaire.

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right)$$

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = 161.907 / 200 = 0.80 \text{ m}$$

On adopte une largeur : **B = 100 cm.**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{161,907}{1} = 161,907 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 161,907 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux

$$S_p = (1 \times 12.30 \times 5) + (1 \times 8.15 \times 2)$$

$$S_p = 77.80 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 77.80 + 5.27 = 83.07 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 215.09 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bat}} = \frac{83.07}{215.09} = 0,38$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **38%**

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($S_t < 50 \% S_{bat}$) alors on opte pour des semelles filantes.

VI.4.Calcul de la poutre de rigidité :

a. Dimensionnement :

Il faut que :

La hauteur : $L/9 \leq h_p \leq L/6$

La largeur : $1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié L=4.15 m

La hauteur :

La hauteur : $415/9 \leq h_p \leq 415/6 \rightarrow 46.11 \leq h_p \leq 69.16$

On adopte une hauteur de **h_p = 65 cm**

La largeur :

$1/3 \times 65 \leq b_p \leq 2/3 \times 65 \rightarrow 21.66 \leq b_p \leq 43.33$

On adopte une largeur de **b_p = 40 cm**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont : h=65 cm , b=40 cm , d=h-c=65-5=60 cm.

b. Le ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteau	N _u (KN)	e _i (m)	M _u (KN.m)	N _i × e _i (KN.m)	e _u (m)	q _u (KN/m)
C1	406.463	-5.95	-3.586	-2418.45	0.15	208.12
C2	817.637	-1.8	-2.422	-1471.74		
C3	826.259	2,15	-0.890	1776.45		
C4	419.191	5.95	10.578	2494.18		
Somme	2469.55	/	3.68	380.44		

Tableau VI.4 : résultante des charges sous poteaux à l'ELU.

Avec :

$$e = \frac{\sum Nu \times ei + \sum M_u}{\sum Nu}$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e_u}{L} \right)$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (4,15)^2}{8} = 448,04 \text{ kN.m}$$

La travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (3,95)^2}{8} = 405,89 \text{ kN.m}$$

Les travées 3-4 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (3,80)^2}{8} = 375,65 \text{ kN.m}$$

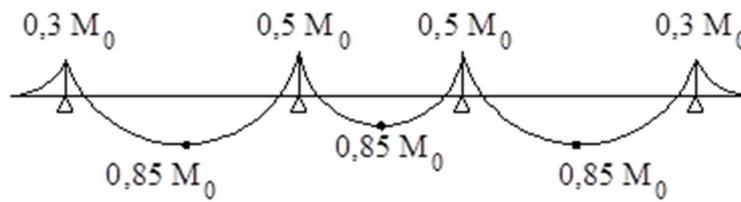


Figure VI.2 : Diagramme des moments.

• **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = -134,41 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -224,04 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -202,94 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -112,69 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées :**

$$M_{1-2} = 380,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = 345,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = 319,30 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures :**

Appuis	M_a^{\max} (kn.m)	μ	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
2	224,04	0,110	0,942	11,39	8HA14	12,31

Tableau VI.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Travées	M_t^{\max} (kn.m)	μ	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
1-2	380.83	0.186	0.896	20.35	4HA16+4HA20	20,60

Tableau VI.6: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

c. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 60 \times \frac{2,1}{400} = 2,898 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{208,12 \times 4,15}{2} = 431,849 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{431,849 \cdot 10^3}{400 \cdot 600} = 1,799 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1,857 ; 4 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 18,57 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

- **Calcul des espacements :**

Selon le **RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(16,25 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 16,25 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La longueur de recouvrement :

$$\text{La longueur minimale de recouvrement } L_s \geq 40\phi \quad L_s \geq 56\text{cm} \quad L_s = 60 \text{ cm}$$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

d. Vérification à l'ELS :

• **Etat limite de compression du béton :**

- **Dans le béton :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

• **calcul des moments à l'ELS :**

$$q_s = 161,907 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (4,15)^2}{8} = 348,55 \text{ kN.m}$$

La travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (3,95)^2}{8} = 315,76 \text{ kN.m}$$

Les travées 3-4 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (3,80)^2}{8} = 292,24 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = -104,56 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -174,27 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -157,88 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -87,67 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

$$M_{1-2} = 296,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = 268,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = 248,40 \text{ KN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Appui	M_s^{\max} (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
2	174,27	0,518	0,892	31,30	8,45	15	C.V

Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Travée	M_s^{\max} (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1-2	304,18	0,848	0,869	23,13	12,24	15	C.V

Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes en travée.

VI.5.Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer. Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisisés.
 α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

1. Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S₂ et S₃.

2. Ferrailage des longrines :

• Armature longitudinale :

La catégorie du site est : S₂ ⇒ $\alpha = 12$ (RPA 2003)

$$F = \frac{864,60}{12} = 72.05 \geq 20\text{KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{72.05 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 ⇒ $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$.

• Armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min \{h/35 ; \emptyset_1 ; b/10\} = \min \{8.57 ; 14 ; 25\} \text{ mm}$$

On prend $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre T8

L'espacement des cadres doit être :

$$S_t \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\emptyset_1\} = \min \{20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\}$$

soit $S_t = 15 \text{ cm}$

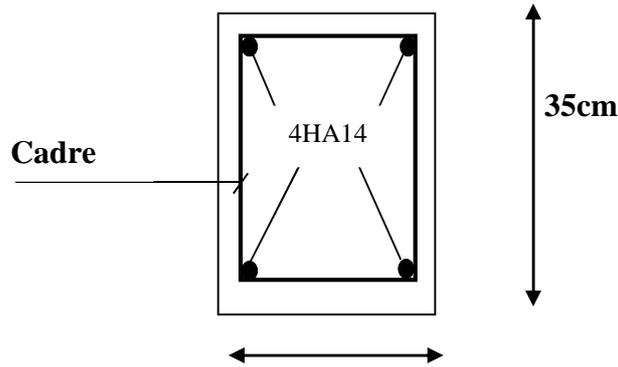


Figure : VI.3 : Ferrailage des longrines.

VI.6. Ferrailage des semelles filantes :

1. Dimensionnement :

- Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

La hauteur de la semelle $h_s \geq ((100-40)/4) + 5 = 20$ cm

On prend une hauteur de **hs= 30 cm**

Les dimensions adopter sont les suivantes : B=100 cm , hs=30 cm , d=25 cm et L=12.30 m

2. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma \left(\frac{3}{4} \right) \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 1m \Rightarrow N_{uf} = 161,907 \times 1 \times 1 m = 161.907 kN$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{161,907 \cdot 10 \cdot (100 - 40)}{8 \cdot 25 \cdot 348} = 1.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm²/ml**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

Conclusion :

1. Poutre de rigidité :

Dimensionnement :

La hauteur : $h_p = 65\text{cm}$

La largeur : $b_p = 40\text{cm}$

Ferraillage :

Aux appuis : 8HA14

En travées : 4HA16+4HA20

2. Les longrines :

Dimensionnement :

La hauteur : $h = 35\text{cm}$

La largeur : $b = 30\text{cm}$

Ferraillage :

Armatures longitudinales : 4HA14

Armatures transversales : cadres T8

3. La semelle :

Dimensionnement :

$h = 30\text{cm}$

$d = 25\text{cm}$

$B = 100\text{cm}$

Ferraillage :

Armatures longitudinales : 5HA12

Armatures de répartition : 4HA10

Chapitre VII :

Etude du mur plaque

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.1.Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour **une épaisseur de 15 cm.**

VII.2.Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient des poussées des terres au repos.

φ : angle de frottement interne

VII.3.Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $C = 0$

VII.4.Calcul des sollicitations :

- **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h) \quad \text{avec} \quad K_0=0.57$$

-pour : $h=0 \rightarrow \sigma_H= 8.55 \text{ KN/m}^2$

-pour : $h= 2.20 \text{ m} \rightarrow \sigma_H= 39.02 \text{ KN/m}^2$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0 \rightarrow \sigma_H=5.70 \text{ KN/m}^2$

-pour $h= m \rightarrow \sigma_H = 28.27 \text{ KN/m}^2$

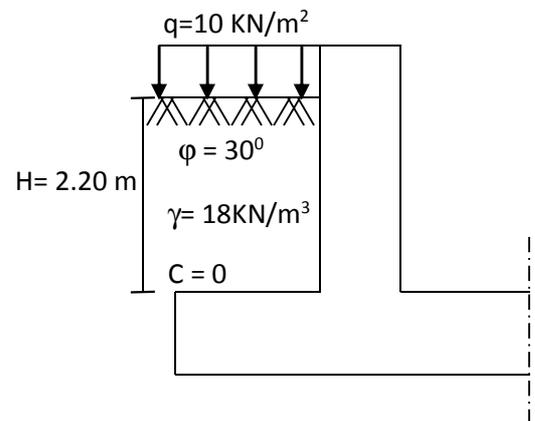


Figure VII.1: Schéma statique du mur plaque.

VII.5. Diagramme des contraintes :

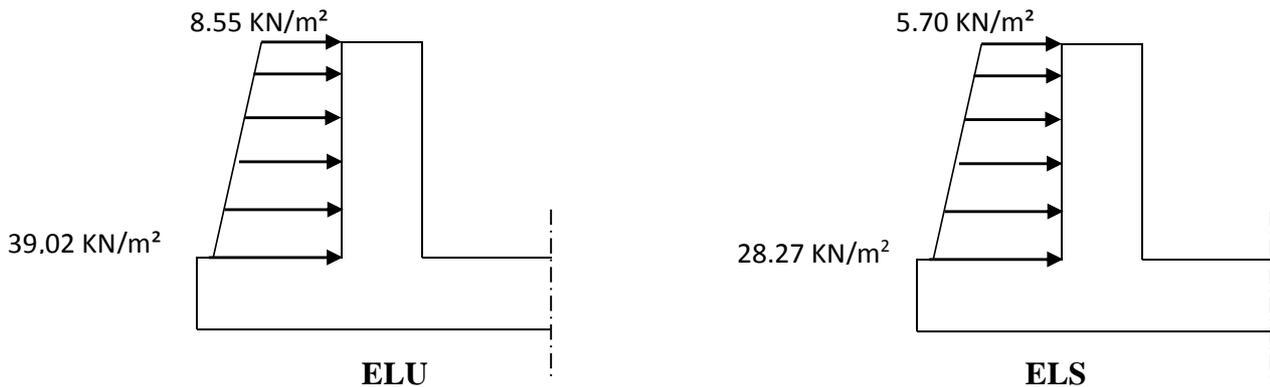


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

VII.6. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

- ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 39.02 + 8,55) \cdot 1}{4} = 31.40 \text{ KN/m.}$

- ELS : $q_s = \frac{(3\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min}) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 28.27 + 5.7) \cdot 1}{4} = 22.62 \text{ KN/m.}$

VII.7. Ferrailage du mur plaque :

Le calcul se fait en considérant la plaque simplement appuyée sur trois côtés et encastree d'un seul côté à la base.

• Identification des Panneaux:

$L_x = 2.20 \text{ m}$ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.20}{3.65} = 0.60$
 $L_y = 3.65 \text{ m}$

$0,4 < \rho = 0,6 < 1 \dots\dots$ le panneau travaille dans les deux sens.

a. Calcul à l'ELU :

$\rho = 0,6$ $\mu_x = 0,0812$
 $v = 0$ $\mu_y = 0,305$

$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0812 \times 31,40 \times (2,20)^2 = 12,34 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,305 \times 12,34 = 3,76 \text{ KN.m}$

• Correction des moments :

- Sens-x-x :

Aux appuis : $M_{ua} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 12,34 = 6,17 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{ut} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 12,34 = 9,25 \text{ KN.m}$

- Sens-y-y :

Aux appuis : $M_{ua} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 3,76 = 1,88 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{ut} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 3,76 = 2,82 \text{ KN.m}$

b. Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,6 \quad \mu_x = 0,0861$$

$$v = 0,2 \quad \mu_y = 0,476$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0861 \times 22,62 \times (2,20)^2 = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,476 \times 22,62 = 4,48 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

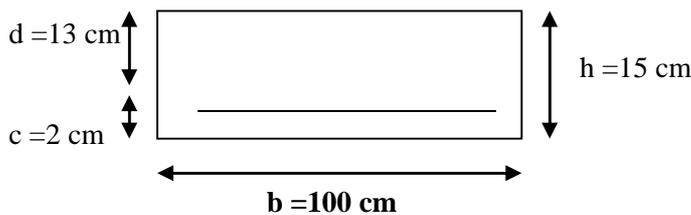
- **Sens x-x :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 9,42 = 4,71 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{st} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 9,42 = 7,06 \text{ KN.m}$

- **Sens-y-y :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 4,48 = 2,24 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{st} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 4,48 = 3,36 \text{ KN.m}$

• **Calcul des sections d'armature :**



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$$

Le ferrailage du mur est récapitulé dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
XX	Appuis	6,17	0,026	SSA	0,987	1,38	1,5	4HA12=4,52
	Travée	9,25	0,038	SSA	0,981	2,08	1,5	4HA12=4,52
YY	Appuis	1,88	0,007	SSA	0,996	0,41	1,5	4HA12=4,52
	Travée	2,82	0,012	SSA	0,994	0,62	1,5	4HA12=4,52

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.

VII.8.Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 15 cm.

VII.9.Vérification à L'ELS :

1. Vérification des contraintes :

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

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	4,52	4.71	0,347	0,908	39,35	88,27	348	2,24	15	C.V
	Travée	4,52	7.06	0,347	0,908	39,35	132,32	348	3,36	15	C.V
YY	Appuis	4,52	2,24	0,347	0,908	39,35	41,98	348	1,06	15	C.V
	Travée	4,52	3,36	0,347	0,908	39,35	62,97	348	1,60	15	C.V

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

2. Vérification de la flèche :

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{220} = 0,06 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,75.M_u}{20M_u} = 0,03 \Rightarrow (c.v)$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow (c.v)$$

Conclusion :

- L'épaisseur du mur est : **15 cm.**
- Le calcul du mur est fait pour une bande de 1m.

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
 - En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**
 - Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**
- **Sens y-y :**
 - En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**
 - Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évaluation considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera en grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2),
Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).
- Règles BAEL91 modifié 99
- Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié
2003).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Thèses des années précédentes de l'université Mouloud
MAMERI.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

**Etude d'une structure (R+4+S-Sol) à usage
d'habitation contreventée par voiles et portiques**



Rédigé par :

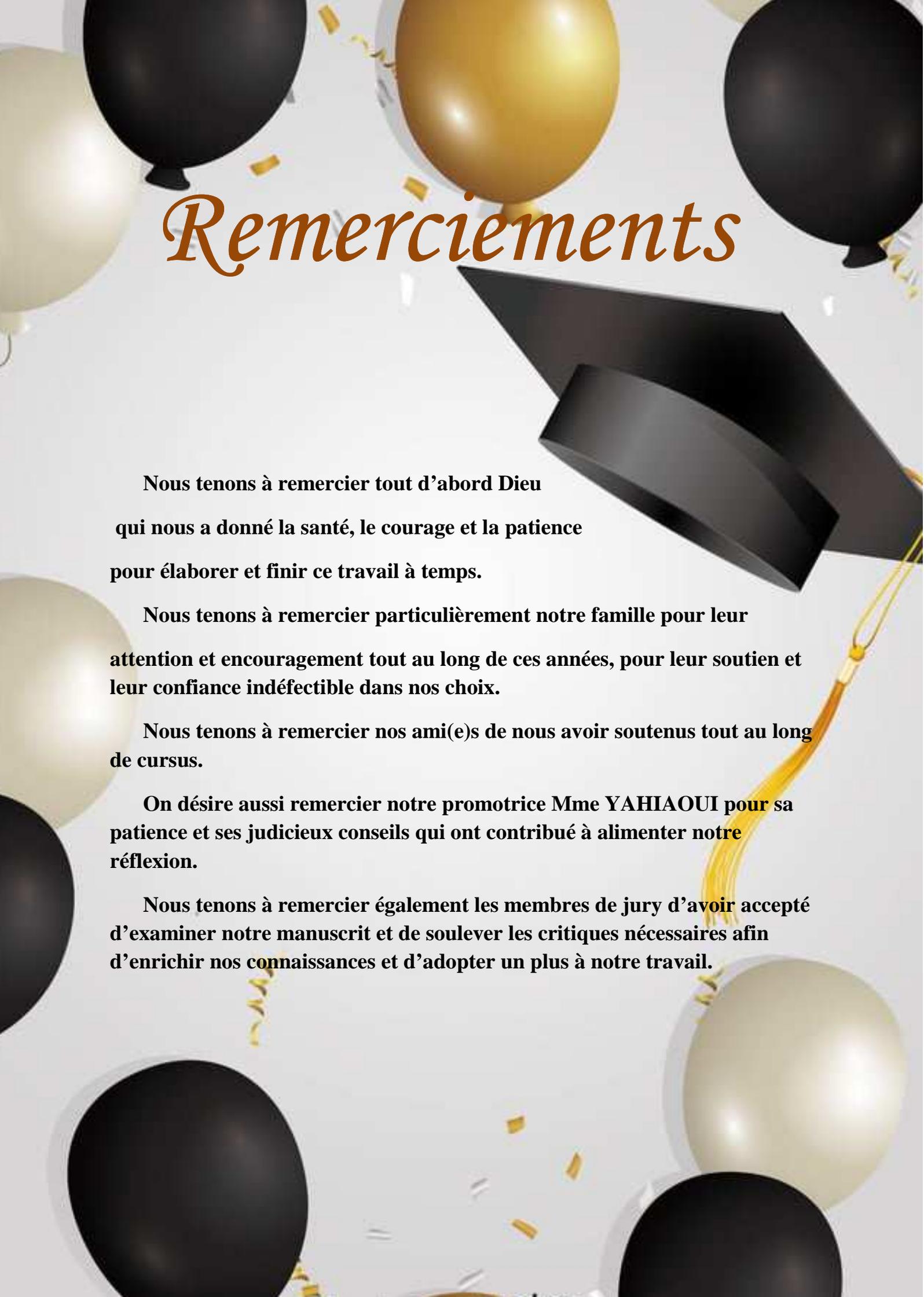
M^{me} YAHIAOUI

Etudié par :

M^{elle} CHIKHAOUI LYNA

M^{elle} CHIKHAOUI LYCIA

PROMOTION 2019-2020



Remerciements

**Nous tenons à remercier tout d'abord Dieu
qui nous a donné la santé, le courage et la patience
pour élaborer et finir ce travail à temps.**

**Nous tenons à remercier particulièrement notre famille pour leur
attention et encouragement tout au long de ces années, pour leur soutien et
leur confiance indéfectible dans nos choix.**

**Nous tenons à remercier nos ami(e)s de nous avoir soutenus tout au long
de cursus.**

**On désire aussi remercier notre promotrice Mme YAHIAOUI pour sa
patience et ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre
réflexion.**

**Nous tenons à remercier également les membres de jury d'avoir accepté
d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin
d'enrichir nos connaissances et d'adopter un plus à notre travail.**



Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail :

A nos chers parents qui ont toujours été là pour nous, et qui nous ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A nos sœurs : Manel , Sarah et Romayssa

A nos neveux : Abderaouf et Amine

A notre chère grand-mère, nos tantes et oncles.

A nos amis : Tinhinane, Yassine, Menad, Amina, Brahim, Zina, Imad et Mounir

A toute la promotion CCI spécialement : kouki, Mourad et Feriel

Lyna et Léticia

Liste des figures

Figure I.1 diagramme des contraintes-déformations pour le béton (ELU	Page 6
Figure I.2 diagramme des contraintes-déformations pour le béton(ELS.....	Page 6
Figure I.3 : diagramme des contraintes-déformations dans les aciers.....	Page 10
Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	Page 11
Figure II.2 : coupe d'un voile en élévation	Page 14
Figure II.3 : coupe du voile en plan	Page 14
Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère	Page 21
Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes	Page 22
Figure.III.1.3 : Section soumise à une flexion composée.....	Page 22
Figure III.2.1 : Coupe transversal du plancher	Page 27
Figure III.2.2: Treillis soudées de (20x20)cm ²	Page 28
Figure III.2.3: Surface revenant aux poutrelles	Page 28
Figure III.2.4: Poutre à deux travées	Page 32
Figure.III.2.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	Page 34
Figure.III.2.6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page 34
Figure III.2.7: Poutre à 4 travées	Page 35
Figure III.2.8: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	Page 35
Figure.III.2.9: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page35
Figure III.2.10: Poutre à 6 travées	Page 36
Figure.III.2.11: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU	Page 36
Figure.III.2.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU	Page 37
Figure.III.2.13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS	Page 42
Figure.III.2.14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS	Page 43
Figure.III.3.1 : Charge revenant à la poutre de chainage.....	Page 47
Figure III.3.2: Diagramme des Efforts internes.....	Page 48
Figure III.3.3: Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS	Page 52

Figure III.4.1: Coupe verticale d'un escalier	Page 55
Figure III.4.2 : Schéma statique de l'escalier	Page 56
Figure III.4.3 : Schéma statique (ELU.....	Page 58
Figure III.4.4: Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	Page 60
Figure III.4.5: Diagramme des moments fléchissant(ELU.....	Page 61
Figure III.4.6 : Schéma statique (ELU.....	Page 64
Figure III.4.7: Diagramme des efforts internes à l'ELS	Page 66
Figure III.4.8: Diagramme des moments fléchissant(ELS	Page 67
Figure III.5.1 : Schéma statique à l'ELU.....	Page 70
Figure III.5.2 : Schéma statique à l'ELS	Page 71
Figure III.5.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU	Page 72
Figure III.5.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.....	Page 75
Figure IV.1 : Spectre de calcul.....	Page 79
Figure IV.2 : Introduction du spectre de réponse.....	Page 80
Figure IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme	Page 81
Figure IV.4: chargement des plancher	Page 81
Figure IV.5 : Introduction des combinaisons d'actions	Page 82
Figure IV.6 : Encastrement des appuis	Page 83
Figure IV.7 : le diaphragme	Page 83
Figure IV.8 : Modèle 3D de la structure	Page 84
Figure IV.9 : vérification des modes de vibration.....	page 85
Figure IV.10: vérification des modes de vibration.....	Page 85
Figure IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base.....	Page 87
Figure IV.12 : Charges verticales reprise par les voiles.....	Page 88
Figure IV.13: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques	Page 88
Figure IV.14 : Charges horizontales reprise par les voiles	Page 89
Figure IV.15: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques	Page 89

Figure IV.16 : Charges horizontales reprise par les voiles.	Page 90
Figure IV.17 : Déplacement max suivant X.	Page 94
Figure IV.18 : Déplacement max suivant Y.....	Page 94
Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes (SEC et SET).....	Page 119
Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes (SPC).	Page 120
Figure VI.1 : distribution de la réaction par mètre linéaire.....	Page 131
Figure VI.2 : Diagramme des moments.	Page 133
Figure : VI.3 : Ferrailage des longrines.	Page 137
Figure VII.1 : Schéma statique du mur plaque.	Page 139
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.	Page 140

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique des aciers	Page 8
Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s	Page 9
Tableau II.1 : Sections des poutres	Page 13
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux	Page 15
Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant	Page 15
Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs	Page 16
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs	Page 16
Tableau II.6 : Surcharge d'exploitation des éléments secondaires	Page 16
Tableau II.7 : Poids propre des éléments	Page 17
Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation	Page 17
Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges	Page 18
Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges	Page 18
Tableau II.11 : vérification des sections des poteaux selon le (RPA 99 mod 2003)	Page 19
Tableau II.12 : Vérification des poteaux au flambement	Page 19
Tableau II.13 : Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage	Page 20
Tableau III.2.1 : Moments aux appuis à ELS	Page 42
Tableau III.2.2 : Moments en travées à ELS	Page 42
Tableau III.2.3 : Les efforts tranchant à ELS	Page 43
Tableau III.4.1 : Charge revenant au palier	Page 57
Tableau III.4.2 : Charge revenant à la volée	Page 57
Tableau IV.1 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	Page 86
Tableau IV.2 : Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure	Page 87
Tableau IV.3 : Critères du facteur de qualité	Page 91
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base	Page 92
Tableau IV.5 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)	Page 92

Tableau IV.6 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y	Page 92
Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.....	Page 93
Tableau V.1.1 : Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles	Page 101
Tableau V.1.2: Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles	Page 102
Tableau V.1.3 : Ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles	Page 102
Tableau V.1.4: Ferrailage des Poutres secondaire adhérents aux voiles.....	Page 103
Tableau V.1.5 : Vérification aux cisaillements.....	Page 103
Tableau V.1.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.....	Page 104
Tableau V.1.7 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures.....	Page 104
Tableau V.1.8 : Vérification de l'entraînement des barres	Page 105
Tableau V.1.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP.....	Page 107
Tableau V.1.10: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS.....	Page 107
Tableau V.1.11: Vérification de la flèche (PP	Page 107
Tableau V.1.12: Vérification de la flèche (PS	Page 108
Tableau V.2.1: Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.....	Page 114
Tableau V.2.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.....	Page 114
Tableau V.2.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone	Page 115
Tableau V.2.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées.....	Page 115
Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	Page 116
Tableau V.2.6 : Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS.....	Page 116
Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	Page 117
Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinales	Page 127
Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles transversales	Page 128
Tableau VI.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal	Page 130
Tableau VI.2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale	Page 130
Tableau VI.3 : résultante des charges sous poteaux à l'ELS	Page 131
Tableau VI.4 : résultante des charges sous poteaux à l'ELU.....	Page 132
Tableau VI.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.....	Page 133

Tableau VI.6: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée	Page 134
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes aux appuis	Page 136
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes en travée	Page 136
Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque	Page 141
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS	Page 142

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	Page 01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	Page 02
Chapitre II : Pré dimensionnement.....	Page 15
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux	Page 21
III.1.L'acrotère	Page 21
III.2.Planchers	Page 27
III.3.Poutre de chaînage	Page 47
III.4.Escaliers	Page 54
III.5.Poutre palière.....	Page 70
Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA.....	Page 77
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	Page 96
VI.1.Poutres.....	Page 96
VI.2.Poteaux.....	Page 109
VI.3.Voiles	Page 118
Chapitre VI : Etude d l'infrastructure	Page 129
Chapitre VIII : Etude du mur plaque.....	Page 139
CONCLUSION GENERALE	Page 144

Bibliographie

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

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

Parmi les grands problèmes qui touchent le domaine du génie civil ; l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dans le but d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé, constitué d'un (R+4+sous-sol) ayant un contreventement mixte (poteaux-voiles), implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est une zone de sismicité moyenne (IIa).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures en génie civil, notamment BAEL91, RPA99 version 2003 ...

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La deuxième est basée sur le calcul des éléments.
- La troisième est basée essentiellement sur la modélisation informatique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale.

Chapitre I : Généralités

Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un moindre coût.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet a pour objectif l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (sous-sol+RDC+4 étages) en béton armé, implanté au lotissement Touares 2 lot n°449 commune de Draa Ben Khedda , zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon les règles (Art 3.1 RPA 99/version 2003).D'après la classification de ces règles le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02).

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

• En plan :

- Longueur totale du bâtiment : $B=19,95$ m.
- Largeur totale du bâtiment : $L=12,30$ m.

• En élévation :

- Hauteur du sous-sol : $H_s=3,06$ m.
- Hauteur du RDC : $H_r=3,06$ m.
- Hauteur de l'étage courant : $H_e=3,06$ m.
- Hauteur totale du bâtiment : $H_t=16,75$ m.

I.3.Les éléments de l'ouvrage :

• L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux poutres) ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

• Plancher :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.ils remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour ce bâtiment le choix du maître de l'ouvrage s'est porté sur :

- **Plancher à corps creux** : ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 60 cm, de corps creux (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur (4 à 5 cm) en béton armé.
- **Plancher en dalle pleine** : pour certaines zones on utilise des dalles pleines comme la dalle de sous-sol et le palier de repos des escaliers.

• **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs :** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

• **Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Ce sont des escaliers à deux volées et un palier de repos qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.

• **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en :

- Consoles par dalle pleine en béton armé.
- Dans certaines zones en dalle en corps creux.

• **Acrotère :**

C'est un élément en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

• **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs et façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.

• **Fondation :**

Situé à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.4.Règlementations et normes utilisées :

Les règlements et les normes utilisées sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **CBA93** (Code de Béton Armé).
- **RPA99 révisé 2003** (Règlement Parasismique Algérien).
- **BAEL91** (Béton Armé Aux Etas Limites).
- **DTR B.C.2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

➤ **DTR B.C.2.331** (Règles de Calculs des Fondations Superficielles).

I.5. Les états limites:

On distingue deux états limites de calcul :

1. Etat limite ultime (ELU) :

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

2. Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. On distingue:

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.6. Les caractéristiques mécaniques des éléments :

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, sable, d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants).

La masse volumique de béton est égale à **2500kg/m³**.

Le poids volumique de béton :

- **2300 à 2400 daN/m³** s'il n'est pas armé.
- **2500 daN/m³** s'il est armé.

a. Résistance caractéristique à la compression : f_{cj} .

Le béton est défini par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :
(Art A.2.1.11/BAEL91)

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

$$\text{➤ } f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour l'étude de ce projet on prend **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

b. Résistance à la traction : f_{tj} (Art A.2.1.12/BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, noté f_{tj} est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

c. Contrainte limite du béton :

• **Contrainte limite à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art A.4.3.41 BAEL91 mod99}).$$

Avec :

θ : coefficient dépendant de l'application des combinaison d'action (durée de la charge).

On a :

- $\theta = 0,85$ quand $t < 1h$
- $\theta = 0,90$ quand $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1,00$ quand $t > 24h$

Et γ_b : coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ en situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

A $j = 28$ jours en situation courante ($\gamma_b = 1,5$) et durable $\theta = 0,85$.

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \approx 14,2 \text{ MPa}$$

❖ **Diagramme de contrainte-déformation : (Art A.4.3.4 BAEL91)**

Le diagramme (parabole rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance,

le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5 ‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour : } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad f_{bc} = 0,25 f_{bu} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\theta} \times \gamma_b$$

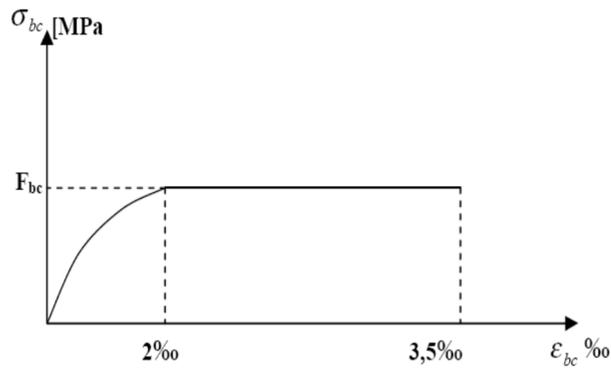


Figure I.1 diagramme des contraintes-déformations pour le béton (ELU).

• **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{CBA93 (Art A.4.5.2)}$$

A $j=28$ jours : $\sigma_{bc}^- = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

❖ **Diagramme de contrainte-déformation :**

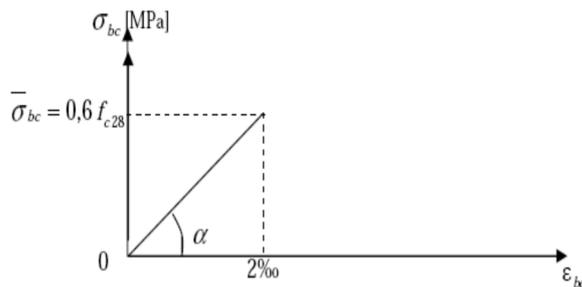


Figure I.2 diagramme des contraintes-déformations pour le béton(ELS).

• **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL).**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d}$$

τ_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée à l'ELS.

b_0 : Valeur de la largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile.

❖ **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right).$$

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right).$$

d. Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL91.

• **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (**J**) jours noté E_{ij} est égale à :

Dans notre cas :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1.21 BAEL91}).$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule :

Dans notre cas :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{ Art A.2.1.22 BAEL91}).$$

$$E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé : ($E_{ij} = 3E_{vj}$)

e. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{MPa})$$

E : module de YOUNG.

ν : coefficient de poisson.

f. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal : (Art A 2.1.3 BAEL91)

- { ν = 0 (ELU) pour le calcul des sollicitations (Section fissurée à ELU).
- { ν = 0,2 (ELS) pour le calcul des déformations ... (Section non fissurée à ELS).

I.7.2.Acier :

a. Définition :

L'acier est fabriqué à partir de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

b. Différents types d'aciers :

• **Les treillis soudés :**

Les trillés soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

• **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci a fin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

c. Les caractéristiques mécaniques des aciers :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
haute adhérence (HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Treillis soudés	FeE500	500	550	12
	FeE520	520	550	8

Tableau I.1 : Caractéristique mécanique des aciers.

Selon (**Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec **Fe ≤ 500 MPa**, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à **5%** .

d. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité):

Pour tous les aciers utilisé, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Art A2.2.1 BAEL91 mod99).

e. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers pris égal à **0,3**.

f. Les contraintes limites :

• **A l'ELU :**

$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ (Art A.4.3.2 BAEL)

γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec :

- $\gamma_s=1,15$ situation durable.

➤ $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle.

Nuance de l'acier (MPa)	Situation courante (MPa)	Situation accidentelle (MPa)
Fe=400	$\sigma_{st} = 348$	$\sigma_{st} = 400$
Fe=520	$\sigma_{st} = 452$	$\sigma_{st} = 500$

Tableau I.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de γ_s .

• **A l'ELS :** (Art A.4.3.2 BAEL91 mod99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (Risque de corrosion des armatures).

D'après les règles BAEL99, on distingue 3 cas de fissuration :

❖ **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer sauf que :

$$\sigma_{st} \leq \frac{F_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.5.32 BAEL91 mod99)}.$$

❖ **Fissuration préjudiciable :** cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.5.33 BAEL91 mod99)}.$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta=1,30$ pour les aciers haute adhérence (H.A) $\phi < 6\text{mm}$.

$\eta=1,60$ pour les aciers haute adhérence (H.A) $\phi \geq 6\text{mm}$.

❖ **Fissuration très préjudiciable :** Cas des éléments qui doivent assurer une étanchéité ou exposés à des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{1}{2} F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.5.34 BAEL91 mod99)}.$$

g. Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) dans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ϵ_s) de l'acier définie par le diagramme suivant.

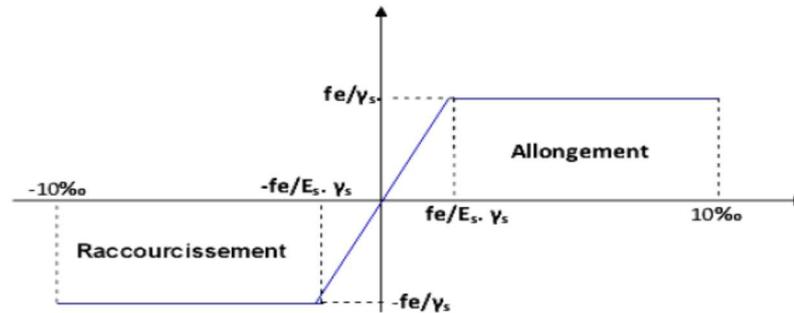


Figure I.3 : diagramme des contraintes-déformations dans les aciers.

h. Protection des aciers : (Art A2.2.2 BAEL91 mod99).

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivante :

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 2\text{cm}$: Pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis aux condensations.
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Chapitre II :
Pré-dimensionnement des
éléments

Introduction :

Après avoir définis les caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux utilisés, on passe au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles et à la détermination des différentes charges et surcharges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers :

II.1.1 Plancher en corps creux :

Le plancher est une paroi horizontale de la structure séparant deux niveaux d'un bâtiment, il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL91 mod 99}).$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de poutrelles.

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (zone IIa) égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

Dans notre cas : $L_{\max} = (365 - 25) = 340 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{340}{22.5} = 15,11 \text{ cm}.$$

On prend : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Ainsi, on adoptera un plancher de type (16+4) qui sera valide pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur de corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

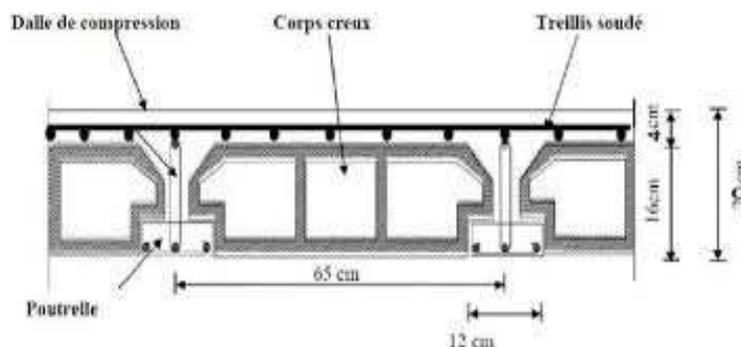


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles), leurs dimensions sont définies par les relations suivantes (**BAEL91 mod99**) :

$$\text{➤ Hauteur de la poutre : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{➤ Largeur de la poutre : } 0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$$

Avec :

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

Selon (**Art7.5.1/RPA99 mod 2003**), les dimensions des poutres de zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b_p \geq 20\text{cm}$.
2. Hauteur : $h_p \geq 30\text{cm}$.
3. Rapport : $\frac{h_p}{b_p} \leq 4$
4. $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.3.1. Poutre principale :

Ce sont les poutres qui reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\bullet \text{ Hauteur } h_{pp} : \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Dans notre cas : $L_{\max}=415-25=390\text{ cm}$.

$$\frac{390}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{390}{10} \rightarrow 26 \leq h_{pp} \leq 39 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{pp}=35\text{ cm}$.

$$\bullet \text{ Largeur } b_{pp} : 0,4h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0,7h_{pp}$$

$$(0,4 \times 35) \leq b_{pp} \leq (0,7 \times 35) \rightarrow 14 \leq b_{pp} \leq 24,5$$

On prend : $b_{pp}=30\text{cm}$.

II.3.2. Poutre secondaire :

Ce sont des poutres non porteuses, elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\bullet \text{ Hauteur } h_{ps} : \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Dans notre cas : $L_{\max}=365-25=340\text{ cm}$.

$$\frac{340}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h_{ps} \leq 34 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{ps}=30 \text{ cm}$.

• **Largeur b_{ps} :** $0,4h_{ps} \leq b_{ps} \leq 0,7h_{ps}$

$$(0,4 \times 30) \leq b_{ps} \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 12 \leq b_{ps} \leq 21$$

On prend : $b_{ps}=25 \text{ cm}$.

II.3.3.Poutres de chaînage :

• **Hauteur h_{pc} :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$L_{max}=365-25=340 \text{ cm.}$$

$$\frac{340}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h_{pc} \leq 34 \text{ (cm)}$$

On prend : $h_{pc}=25 \text{ cm}$.

• **Largeur b_{ps} :** $0,4h_{pc} \leq b_{pc} \leq 0,7h_{pc}$

$$(0,4 \times 30) \leq b_c \leq (0,7 \times 30) \rightarrow 12 \leq b_c \leq 21$$

On prend : $b_{pc}=20 \text{ cm}$.

II.3.5.Vérification des exigences :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre de chaînage	Vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	30	25	OK
$h/b \leq 4$	1,16	1,20	1,25	OK
$b \geq 20\text{cm}$	30	25	20	OK
$b_{max} \leq 1,5h + b_1$	77,5	70	62,5	OK

Tableau II.1 :Sections des poutres.

Finalement les dimensions adoptées pour les poutres sont les suivantes :

- Poutres principales : **(30x35) cm²**
- Poutres secondaires : **(25x30) cm²**
- Poutre de chaînage : **(20x25) cm²**

II.4.Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé coulés sur place. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article (7.7.1/RPA99 mod 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($L_{\min} \geq 4a$).

D'après le même article l'épaisseur du voile 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 ($a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$).

L_{\min} : porté min des voiles.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

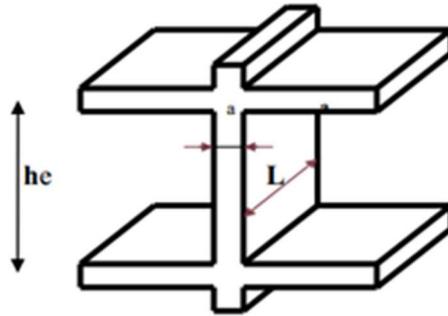


Figure II.2 : coupe d'un voile en élévation.

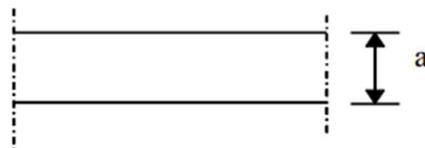


Figure II.3 : coupe du voile en plan

II.4.1. Calcul de l'épaisseur :

Pour le cas de notre structure nous avons des **voiles linéaires** donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h_{e \max} - h_{\text{plancher}} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

Nous adoptons pour tous les voiles une épaisseur de : **$a=20\text{cm}$** .

II.4.2. Vérification des exigences du RPA :

Les voiles satisfaisants à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

$L_{\min} \geq 80 \text{ cm.}$ (**condition vérifiée**).

II.5. Les poteaux :

Ce sont les éléments verticaux en béton armé de sections généralement carré, rectangulaire ou circulaire, ils constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'un étage à un autre jusqu'aux fondations.

Leurs pré dimensionnement se fait à l'**ELS** en compression simple tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal.

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N_s : effort normal de compression repris par le poteau. Avec $N_s = G + Q$. (BAEL91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression ; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

II.5.1. Détermination des charges et surcharges :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure et en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le DTR B.C2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.

a. Charges permanentes (G) :

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G (KN/m ²)
1-Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Béton en forme de pente.	0.07	22	1.54
4-Feuille de polyane			0.01
5-Isolation thermique	0.05	4	0.20
6-Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
7-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=5.72

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible en corps creux.

- **Plancher étage courant :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	La charge G (KN/m ²)
1-Maçonnerie en brique creuse.	0.1	9	0.9
2-Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3-Mortier de pose	0.02	20	0.40
4-Couche de sable	0.03	18	0.54
5-Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			G=5.28

Tableau II.3 : Charges permanentes du plancher d'étage courant.

- **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho(\text{KN/m}^3)$	La charge $G(\text{KN/m}^2)$
1-Enduis de ciment	0.02	20	0.40
2-Brique creuse	0.1	9	0.90
3-Lame d'aire	0.05	-	-
4-Brique creuse	0.1	9	0.90
5-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=2.40

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs.

- **Murs intérieurs :**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho(\text{KN/m}^3)$	La charge $G(\text{KN/m}^2)$
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse	0.1	9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=1.30

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

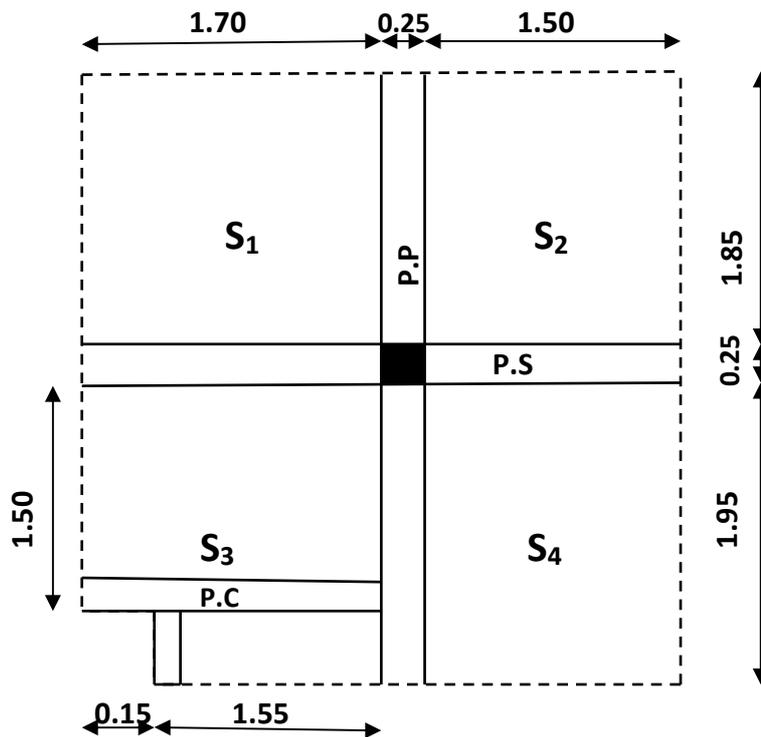
b. Surcharges d'exploitation (Q) :

Elément	Surcharge (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	1
Plancher étage à usage d'habitation	1.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	1
Garage	2.5
Etage des caves	2.5

Tableau II.6: Surcharge d'exploitation des éléments secondaires.

II.5.2.Décence des charges :

a. Surface d'influence :



➤ Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_1 = 1.7 \times 1.85 = 3.15 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.5 \times 1.85 = 2.78 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (1.95 \times 1.55) + (1.50 \times 0.15) = 3.24 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.5 \times 1.95 = 2.93 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 12.10 \text{ m}^2$$

b. Poids propre des éléments :

Elément	Poids propre G	Résultats (KN)
Poutre principale	0.30x0.35x3.8x25	9.98
Poutre secondaire	0.25x0.30x3.2x25	6.00
Poutre de chaînage	0.20 x 0.25 x 1.70 x 25 + 0.20 x 0.25 x 0.65 x 25	2.94
Poteau RDC+étage courant+sous-sol	0.25x0.25x3.06x25	4.78
Plancher habitation	12.10 x 5.28	63.89
Plancher terrasse	12.10 x 5.72	69.21

Tableau II.7: Poids propre des éléments.

c. Surcharges d'exploitation :

Elément	Surcharge Q	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 12.10 \times 1$	12.10
Plancher étage courant	$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 12.10 \times 1.5$	18.15
Plancher RDC	$Q_5 = 12.10 \times 2.5$	30.25
Plancher SS	$Q_6 = 8.86 \times 2.5$	22.15

Tableau II.8 : Surcharges d'exploitation.

II.5.3. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le DTR nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé, dont le nombre de niveaux est supérieur à 5.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Niveau	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

• **Calcul des surcharges :**

Terrasse: $Q_0 = 12.10 \text{ KN}$.

Et 04 : $Q_0 + Q_1 = 12.10 + 18.15 = 30.25 \text{ KN}$.

Et 03 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12.10 + 0.95 (18.15 + 18.15) = 46.58 \text{ KN}$.

Et 02 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.10 + 0.9 (18.15 + 18.15 + 18.15) = 61.10 \text{ KN}$.

Et 01 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.10 + 0.85 (18.15 + 18.15 + 18.15 + 18.15) = 73.81 \text{ KN}$.

RDC : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.10 + 0.8 (18.15 + 18.15 + 18.15 + 18.15 + 30.25) = 94.38 \text{ KN}$.

Sous-sol : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.10 + 0.75 (18.15 \times 4 + 30.25 + 22.15) = 105.85 \text{ KN}$.

• **Dimensionnement des poteaux :**

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charge d'exploitation (KN)	Efforts normaux (KN)	Sections (cm ²)	
	Plancher	poteaux	poutres	G _{total}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}	N _s = G _c + Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	S
terrasse	69.21	00	15.98	85.19	85.19	12.10	97.29	64.86	-
4	63.89	4.78	15.98	84.65	169.84	30.25	200.09	133.39	30x30
3	63.89	4.78	15.98	84.65	254.49	48.40	302.89	201.93	35x35
2	63.89	4.78	15.98	84.65	339.14	66.55	405.69	270.46	35x35
1	63.89	4.78	15.98	84.65	423.79	84.70	508.49	338.99	35x35
RDC	63.89	4.78	15.98	84.65	508.44	114.95	623.39	415.59	40x40
SS	63.89	4.78	15.98	84.65	593.09	137.10	730.19	486.79	40x40

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente des charges.

II.5.4. Vérification relative au coffrage : (RPA 99mod 2003 Art 7.4.1).

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b,h) ≥ 25 cm.
- Min (b,h) ≥ h_e/20.
- 1/4 < b/h < 4.

poteaux	Condition exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 30	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 35	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b,h) ≥ 25 cm	Min (b,h)= 40	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ h _e /20	Min (b,h) ≥ 306/20=15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	b/h= 1	Condition vérifiée

Tableau II.11: vérification des sections des poteaux selon le (RPA 99 mod 2003).

II.5.5.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.

Afin d’éviter ce flambement, on doit limiter l’élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL 91 mod 99 B8.4.1)}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement d’un poteau (L_f=0.7 L₀).

L₀ : Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration (i=√^I/_B).

I : Moment d’inertie du poteau : I_{xx}=b.h³/12 , I_{yy}=h.b³/12 .

B : Section transversale du poteau (B=bxh).

poteau	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement L _f	Moment d’inertie (m ⁴) I _{min} =h.b ³ /12	Rayon giration (cm) i	L’élancement de poteau λ	Observation
	L ₀ (cm)	B (cm ²)					
30x30	306	900	214.2	67500	8.66	24.73	C.V
35x35	306	1225	214.2	125052.08	10.10	21.21	C.V
40x40	306	1600	214.2	213333.33	11.55	18.55	C.V

Tableau II.12: Vérification des poteaux au flambement.

Conclusion :

Après avoir fait les calculs et les vérifications nécessaires, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

Eléments	Pré-dimensionnement
Planchers corps creux	(16+4) cm
Poutres	PP : (30x35) cm ²
	PS : (25x30) cm ²
	PC : (20x25) cm ²
Voile	a =20 cm
Poteaux	SS, RDC : (40x40) cm ²
	Et1, Et2 et Et3 : (35x35) cm ²
	Et4 : (30x30) cm ²

Tableau II.13: Caractéristiques géométriques des éléments de l'ouvrage.

Chapitre III :

Calcul des éléments non-structuraux

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL91(mod 99) et le RPA2003.

III.1.L'Acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre (G) donnant un effort normal (N) et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale)(Q) non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement.

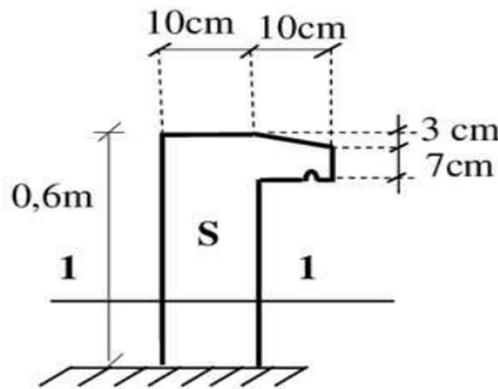


Figure III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.2. Calcul des sollicitations :

• **Chargement :**

- Poids propre :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre : $G = \rho \times S$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$G = 25 \times 0.0685$$

$$G = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

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

• **Sollicitations :**

- Efforts normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1,71 \text{ KN}$

- Efforts tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times h \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m.}$

• Schéma statique :

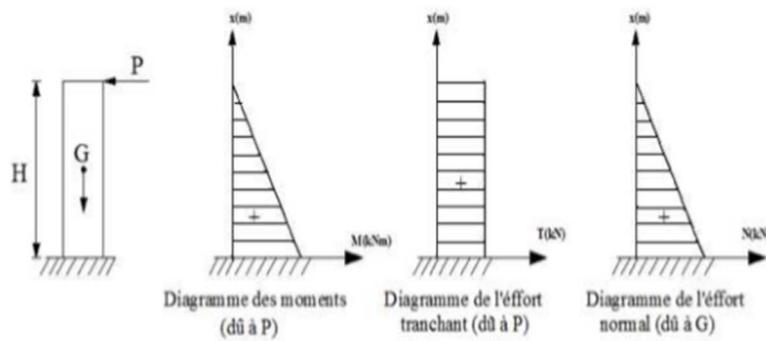


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes.

III.1.3. Les combinaisons de charges :

• ELU : $1.35G + 1.5Q$

- $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN}$
- $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$
- $M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$

• ELS: $G + Q$

- $N_s = N = 1.71 \text{ kN}$
- $T_s = T = 1 \text{ kN}$
- $M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$

III.1.4. Ferrailage:

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

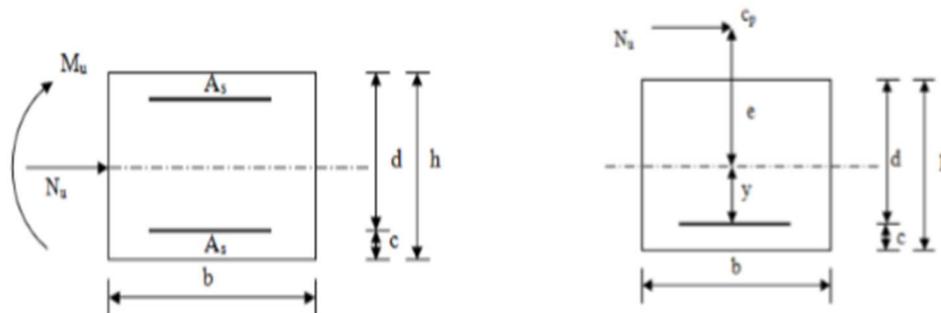


Figure.III.1.3 : Section soumise à une flexion composée.

Avec :

- $h = 10 \text{ cm}$; Epaisseur de la section.
- $b = 100 \text{ cm}$; Largeur de la section.
- $c = c' = 3 \text{ cm}$; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
- $d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$; La hauteur utile.

III.1.5. Calcul à l'ELU :

✓ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39m = 39 \text{ cm}$

- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$

- $e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Calcul en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

Avec:

g : Distance entre le centre de gravité des armatures tendues et le centre de pression (Cp)

$$M_f = 2.31 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right]$$

M_f=0.95 KN.m

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

⇒ **Section simplement armée(SSA).**

D'après le tableau :

$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$

✓ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

A_{st}=0.32 cm²

A_{sc}=0 → Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art: A.4.2.1, BAEL91/modifiées 99)

- **Armatures principales :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : A > A_{min}

$$A_{min} = 0,23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,445d}{e_s - 0,185} \right)$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$

$f_e = 400 \text{ MPa.}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35m = 35cm$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \left(\frac{35-0.445 \times 7}{35-0.185 \times 7} \right) = 0,80 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{min}=0,80 \text{ cm}^2 > A_{st}=0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **la condition n'est pas vérifiée.**

Remarque:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section minimale.

$$A_{st} = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/ml.$$

Donc le ferrailage se fera avec la section minimale :

$$A_{st} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 2,01/4 = 0,50 \text{ cm}^2$$

On adoptera 3HA8=1,50 cm² avec un espacement : $S_t = 60/3 = 20\text{cm}$

Et ils seront disposés pour une longueur de 60 cm.

b. Vérification au cisaillement : (BAEL91/Modifié99 Art. A.5.1)

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

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : ($v_u = T_u$)

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres : (Art. A6.1.3. BAEL/modifié99)

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_s = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement: $\Psi_s = 1.5 \text{ H.A}$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,19 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

d. Ancrage des barres :(Art .A6.1 ,21 BAEL91/modifié99)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa **longueur de scellement droit** « L_s ».

- $L_s = 40 \Phi$ pour FeE 400
- $L_s = 50 \Phi$ pour FeE 500

Dans notre cas : FeE 400 $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$

e. Espacement des barres : (Art .A.4.2 BAEL91/modifié99)

Nous avons une fissuration préjudiciable $\rightarrow St \leq \text{Min} (2h; 25\text{cm})$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} (2h; 25\text{cm}) \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.1.7.Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très expose aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

- **La contrainte dans les aciers :** $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$
- **La contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

a. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5,32/BAEL99})$$

Avec : η : coefficient de fissuration { $\eta = 1.6 \text{ H.A}$ }

Dans notre cas : $\eta = 1.6$, fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\{266.67; \max(200 ; 201.63)\} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{d \cdot b} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,359 \rightarrow \beta_1 = 0,9071$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0,9071 \times 7 \times 10 \times 2,51 \times 10^2} \rightarrow \sigma_{st} = 37.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 37,65 < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 \quad \rightarrow \quad 15 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 3(1 - \beta_1) = 3(1 - 0,9071) = 0,28$$

$$k = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,28}{15(1 - 0,28)} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,026 \times 37,65 \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p, \dots$ (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1).

W_p : Poids de l'acrotère

Dans notre cas :

- A : (zone IIa, groupe d'usage 2) $\rightarrow A=0.15$
- $C_p = 0.8$ (élément en console)
- $W_p=G=1.71 \text{ kN/ml}$

D'ou : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN/ml}$.

$$F_p = 0.82 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile, d'où le ferrailage adopté précédemment conviendra.

III.1.9. Conclusion (ferrailage adopté) :

Suite aux différents calculs et les vérifications effectuées, on adoptera le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :** 5HA8 = 2,51 cm²/ml avec un espacement de 20cm.
- **Armature de répartition :** 3HA8 = 1,50 cm²/ml avec un espacement de 20cm.

III.2. Les planchers :

III.2.1 Introduction:

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Elles possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

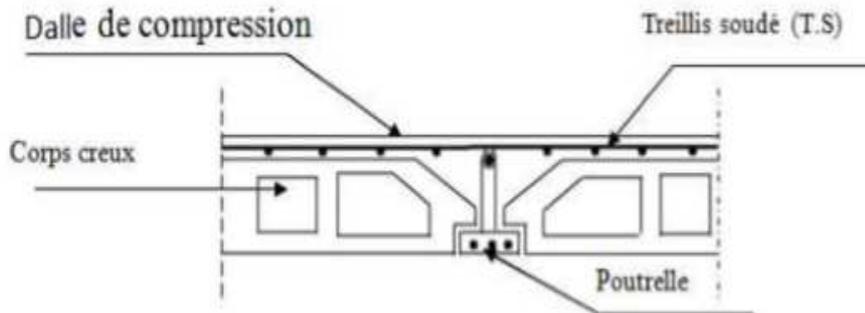


Figure III.2.1. Coupe transversal du plancher.

III.2.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL91 B.6.8, 423) :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
 - 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

A_{\perp} : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

L : la distance entre axes des poutrelles ($L=65\text{cm}$).

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

D'où :

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

On adoptera $A_{\perp} = 5\text{HA5/ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\parallel} = 5\text{HA5/ml} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$.

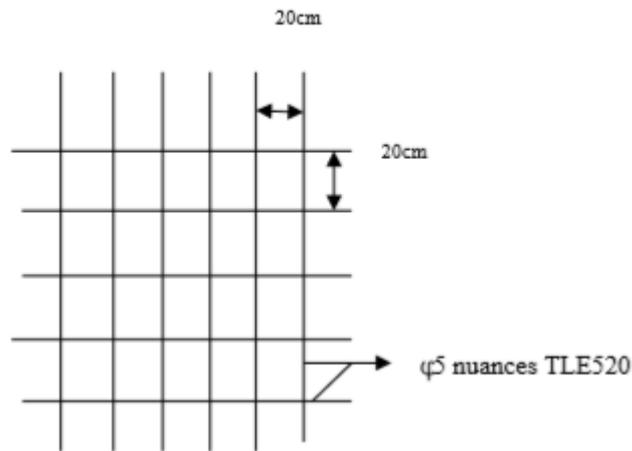


Figure III.2.2: Treillis soudées de (20x20)cm²

III.2.3. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

✓ **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

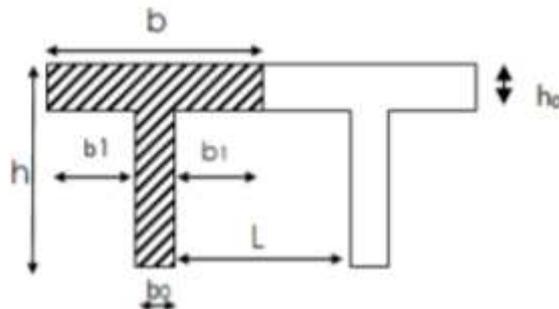


Figure III.2.3: Surface revenant aux poutrelles.

L : Distance entre deux poutrelles.

b: distance entre axes de deux poutrelle (**b = 65cm**)

h : hauteur du plancher en corps creux (**h = (16+4)cm**)

b₀: largeur de la poutrelle (**b₀ = 12cm**)

h₀: épaisseur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**)

b₁: est le débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Le calcul des poutrelles se fait pour une bande de 1ml en deux étapes :

1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre (estimé à 100Kg).

✓ Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.12 \times 0.04) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml

➤ Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.

➤ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

✓ Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue)

✓ Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1)$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul du moment :

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,65^2}{8}$$

$$M_u = 4,16 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,65}{2}$$

$$T_u = 4,56 \text{ KN}$$

✓ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,16 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 6,10 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc) ne soient pas nécessaires.

✓ Calcul de la distance entre les étais :

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_1 = \mu_1 \times b_0 \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6}$$

$$M_1 = 0,27 \text{ KN.m}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \left(\frac{8 \times M_1}{q_u} \right)^{1/2} = \left(\frac{8 \times 0,27}{2,5} \right)^{1/2}$$

$$l_{max} = 0,92 \text{ m}$$

2. Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T, avec une inertie constante, reposant sur des appuis. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

✓ Chargement :

➤ Plancher RDC :

Poids de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher étage courant :

Poids de plancher : $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Poids propre de plancher : $G = 5,72 \times 0,65 = 3,718 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$

✓ Combinaison des charges :

➤ Plancher RDC :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 1,625) = 7,071 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,432 + 1,625 = 5,057 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975) = 6,096 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,718) + (1,5 \times 0,65) = 5,994 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,718 + 0,65 = 4,368 \text{ KN/ml}$

✓ Choix de la méthode :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

1. Méthode forfaitaire.
2. Méthode des trois moments.
3. Méthode de Caquot.

NB : Nous avons 3 cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable.

1. La méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)**

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$$Q < \max(2G ; 5 \text{ KN/ml})$$

➤ Plancher étage courant :

$$Q = 0,975 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,432 = 6.864 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,975 < \max(6,864 ; 5 \text{ KN/ml}) = 6,864 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$Q = 0,65 \text{ KN/ml}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,718 = 7,436 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,65 < \max(7,436 ; 5 \text{ KN/ml}) = 7,436 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

⇒ **Condition vérifiée.**

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,65}{3,25} = 1,12 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{2,90} = 1,12 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{2,90}{2,90} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{2,90}{3,25} = 0,89 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{3,65} = 0,89 \leq 1,25$$

⇒ **Condition vérifiée**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

2. Principe de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée, celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode forfaitaire :**

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{q}{Q+G} \dots\dots\dots \alpha = 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

- M_0 : la valeur du moment max dans la travée indépendante : $M_0 = \frac{q.l^2}{8}$

- l : La longueur entre nus des appuis.
- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes

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

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

- $0.6 M_0$: pour une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_0$: pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.3 M_0$: pour les appuis de rive semi encastrés.

1^{er} cas : poutre n°1 (deux travées) :

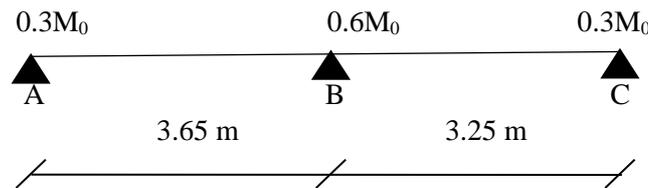


Figure III.2.4: Poutre à deux travées

• **Application de la méthode :**

On a la surcharge de RDC ($Q=2,5\text{KN/m}^2$), et l'étage courant d'habitation ($Q=1,5\text{KN/m}^2$). Donc on prend le cas le plus défavorable ($Q= 2,5\text{KN/m}^2$; $G=5,28 \text{ KN/m}^2$).

❖ **A l'ELU:**

1. Calcul de rapport de charge :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = 0,3210 < \alpha = 0,321 < \frac{2}{3}$$

- $1+0.3\alpha=1.096$
- $(1+0.3\alpha)/2= 0.548$
- $(1.2+0.3\alpha)/2=0.648$

2. Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.071 \times 3.65^2}{8} = 11.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.071 \times 3.25^2}{8} = 9.335 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 \times 11.775 = \mathbf{3.532 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{0AB}; M_{0BC}) = 0.6 \times 11.775 = \mathbf{7.065 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.3 M_{0BC} = 0.3 \times 9.335 = \mathbf{2.800 \text{ KN.m}}$$

4. Calcul du moment en travée :

• **Etude de la travée (AB):**

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0AB}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0AB})] - \frac{M_A + M_B}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (12.363 ; 12.905) - \frac{3.532+7.065}{2}$$

$$M_t = 7.064 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.648 \times 11.775 = 7.630 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tAB} = 7.630 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée (BC):**

$$M_t \geq \left\{ \max [(1.05M_{0BC}) ; ((1 + 0.3\alpha)M_{0BC})] - \frac{M_B + M_C}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (9.801 ; 10.231) - \frac{7.065+2.800}{2}$$

$$M_t = 5.298 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.648 \times 9.335 = 6.049 \text{ KN.m}$$

Soit: $M_{tBC} = 6.049 \text{ KN.m}$

5. Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

$$T_W = \frac{qu l_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i} \quad \text{et} \quad T_e = -\frac{qu l_i}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l_i}$$

Avec : M_{i+1} et M_i : Moments aux appuis en valeurs algébriques.

• **Travée AB :**

$$V_A = \frac{qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7.071 \times 3.65}{2} + \frac{-7.065 - (-3.532)}{3.65}$$

$V_A = 11.936 \text{ KN.}$

$$V_B = -\frac{qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7.071 \times 3.65}{2} + \frac{-7.065 - (-3.532)}{3.65}$$

$V_B = -13.872 \text{ KN.}$

• Travée BC :

$$V_B = \frac{qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7.071 \times 3.25}{2} + \frac{-2.800 - (-7.065)}{3.25}$$

$V_B = 12.802 \text{ KN.}$

$$V_C = \frac{-qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{-7.071 \times 3.25}{2} + \frac{-2.800 - (-7.065)}{3.25}$$

$V_C = -10.178 \text{ KN.}$

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU :

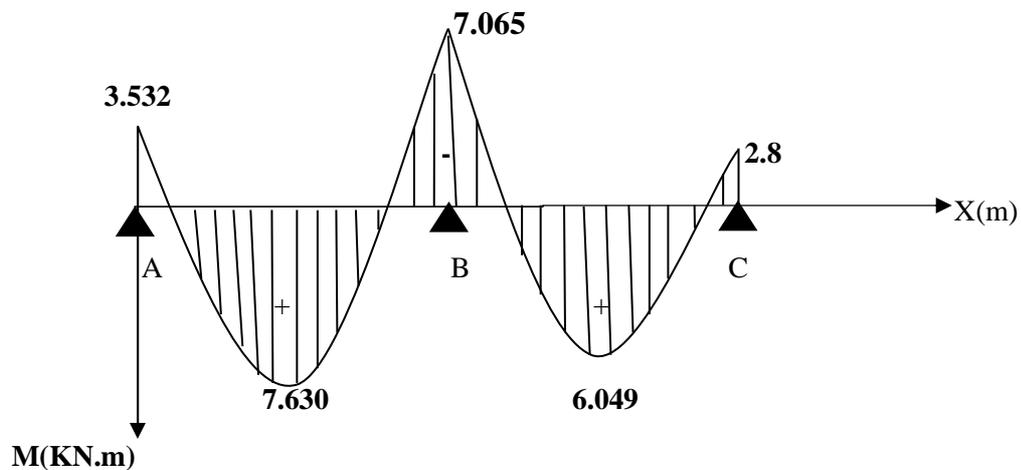


Figure III.2.5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

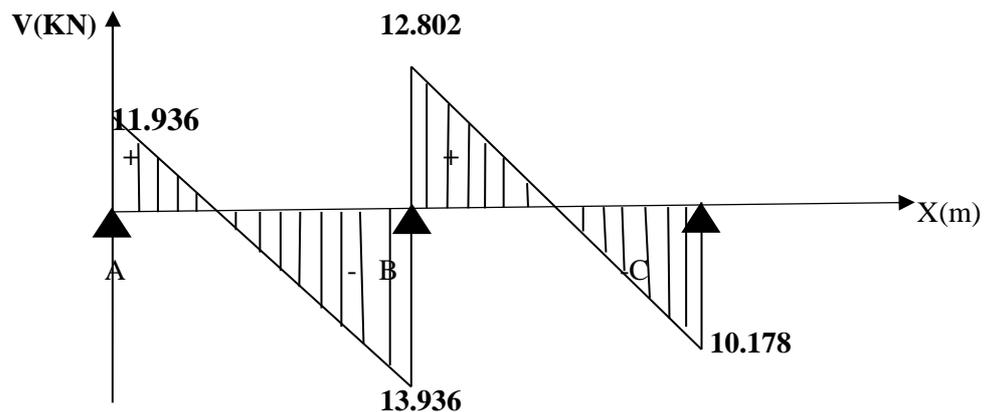


Figure III.2.6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Conclusion pour la poutre n⁰¹ :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7.065 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.936 \text{ KN.}$

2^{ème} cas : poutre n^o2 (4 travées)

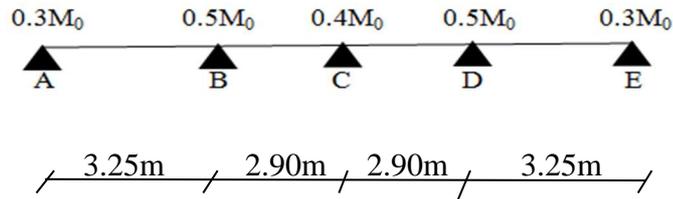


Figure III.2.7: Poutre à 4 travées.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

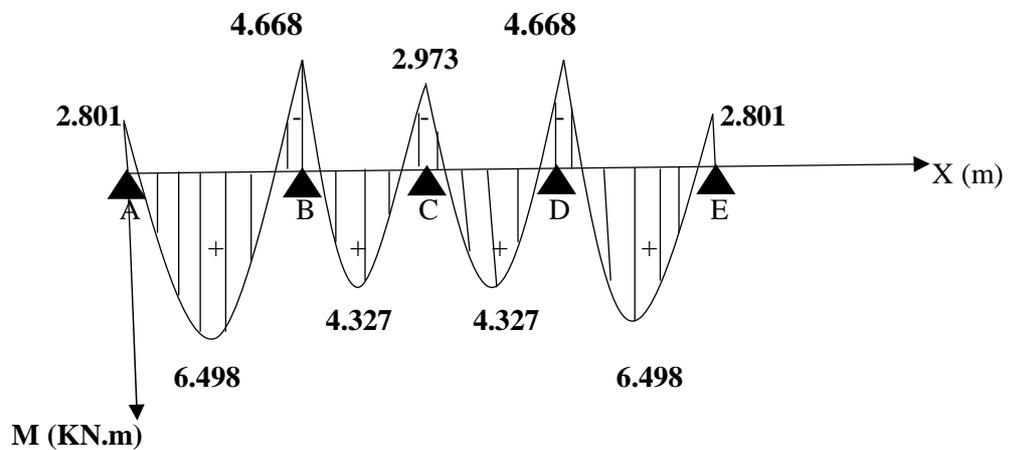


Figure III.2.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

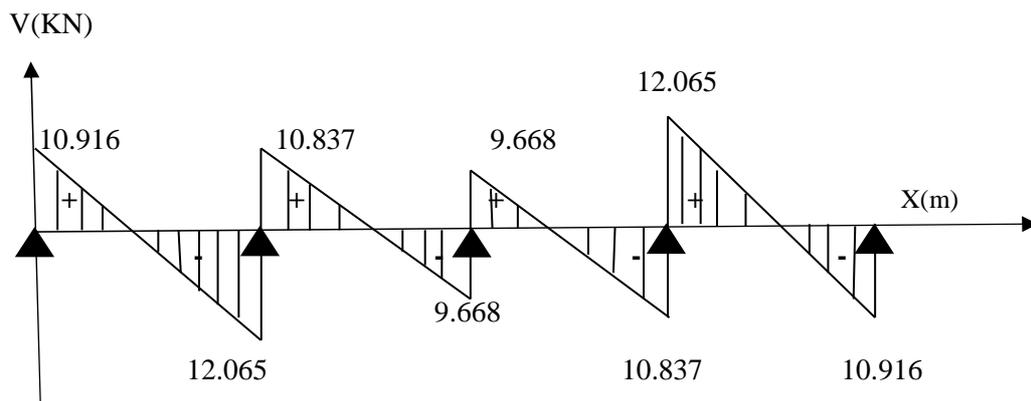


Figure.III.2.9: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

➤ Conclusion pour la poutre n^o2 :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 4.668 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 6.498 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 12.065 \text{ KN.}$

3^{ème} cas : poutre n° 3 (6 travées)

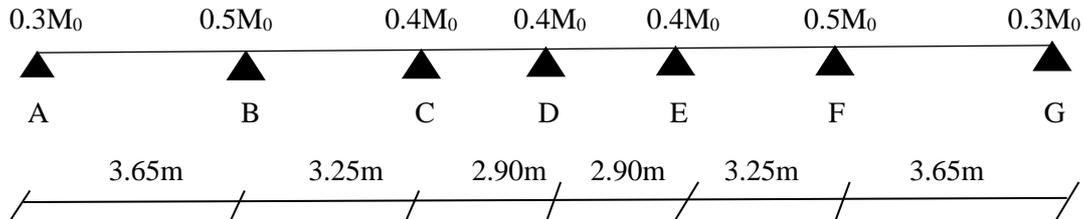


Figure III.2.10: Poutre à 6 travées.

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU :

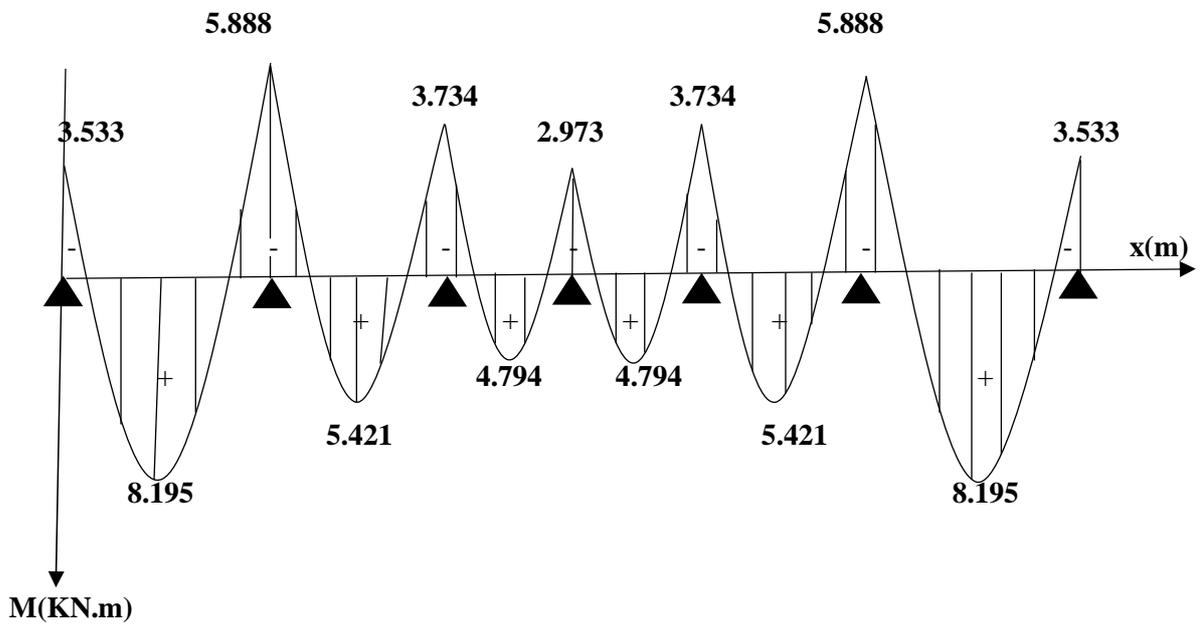


Figure.III.2.11: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

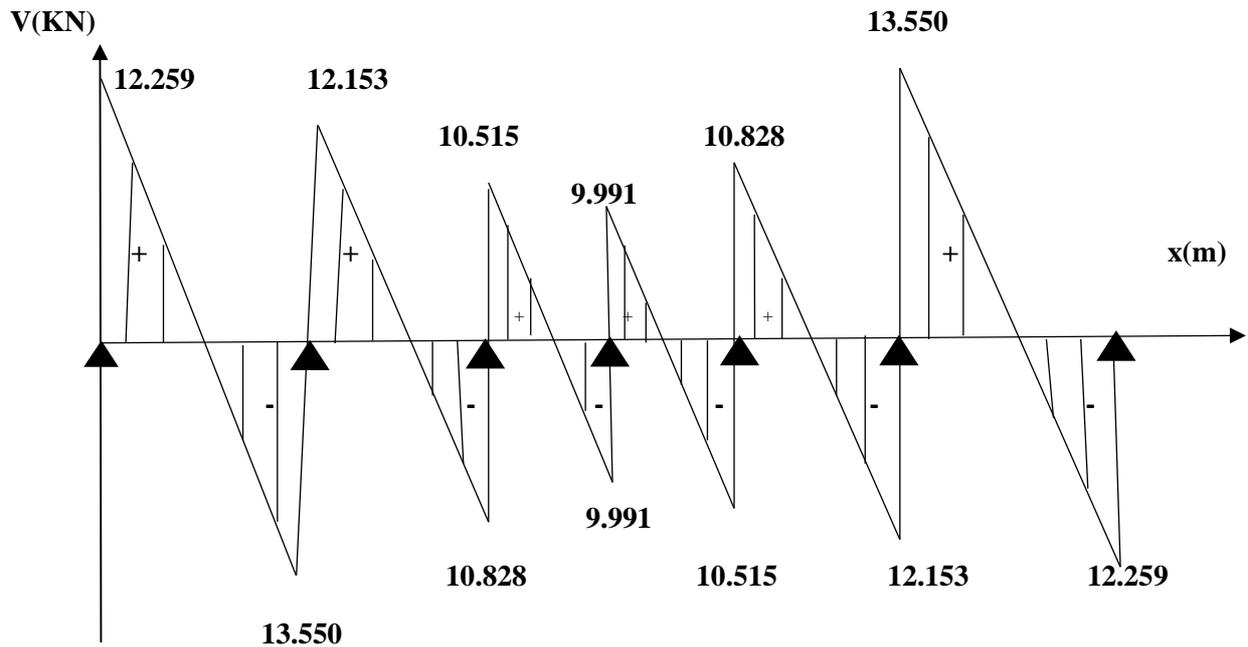


Figure.III.2.12: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU

➤ **Conclusion pour la poutre n°3 :**

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.888 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 8.195 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.550 \text{ KN}$.

III.3.4.Ferraillage à l'ELU :

On prend les efforts les plus défavorables :

- Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 7.065 \text{ Kn.m}$
- Le moment max en travée : $M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $V^{\max} = 13.936 \text{ KN}$.

1. Calcul des armatures longitudinales :

Si : $M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Si : $M_t^{\max} > M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

M_0 : Le moment équilibre par la table de compression.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5h_0) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.5 \times 0.04)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.630 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_0 \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

On aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm².

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.630 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{7.630 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2.35 cm²

• Aux appuis :

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 dimension ($b_0 \times h$) (12 × 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.065 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.128$$

$\mu = 0.128 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.128 \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{7.065 \times 10^3}{0.931 \cdot 18 \cdot 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

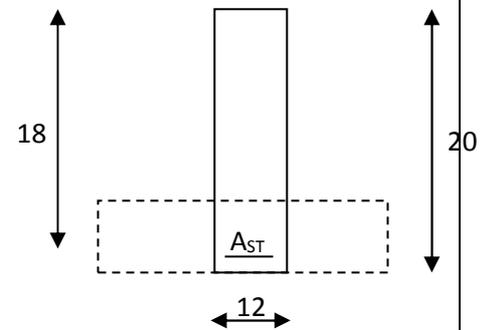
On adopte : 2HA10 = 1.57 cm².

3. Armatures transversales :

• Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit

$$\text{avoir : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$



L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{162; 40\} = 40 \text{ cm} \text{ Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

- **Possibilité de bétonnage correct :** (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L \text{ Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \{0.57; 1; 2.1\} = 0.57 \text{ cm} = 5,7 \text{ mm}$$

On choisit un étrier **T6**, soit 2brins :

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul de l'ancrage :**

Ancrages rectilignes : (Art A.6.1, 2 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

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

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Soit : **$L_s = 40 \text{ cm}$.**

Conclusion :

En travée : **3HA10 = 2.35 cm².**

Aux appuis : **2HA10 = 1.57 cm².**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0.56 cm².**

III.3.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : BAEL91 modifié 99(Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.26 \text{cm}^2.$$

- Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**
- En travées : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$**Condition vérifiée.**

b. Vérification au cisaillement :BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.936 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.645 \text{MPa}$$

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

$\tau_u = 0.645 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

pas de risque de cisaillement.

c. Condition d'adhérence et entrainement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers HA).

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

$$\sum U_i = n \cdot \emptyset \cdot \pi$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

ΣU_i : Somme des périmètres des barres.

• **Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = 2 \times 10 \times 3.14 = 6.28 \text{ cm} = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.936 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

• **En travée :**

$$\Sigma U_i = 3 \times 10 \times 3.14 = 9.42 \text{ cm} = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.936 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d. Ancrage des barres : BAEL91 modifié 99 (Art. A.6.1.21)

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MP}$$

L_s : longueur de scellement droit.

Pour $\emptyset = 10 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \emptyset = \frac{400 \times 10}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit un crochet } 15 \text{ cm.}$$

e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).

• **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 13.936 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(13.936 \times 10^3 + \frac{-7.065 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

III.3.6. Vérification à l'ELS :

a. Les efforts internes à l'ELS : (BAEL91 ; modifié99).

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u).

On : $q_s = 5.057 \text{ KN.m}$; $q_u = 7.071 \text{ KN.m}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.057}{7.071} = 0.715$$

b. Calcul des moments fléchissant.

• Les moments aux appuis :

$$M_{as} = M_{au} \times 0.715$$

	Moments aux appuis(ELU) (KN.m)	Moments aux appuis(ELS) (KN.m)
A	-3.532	-2.525
B	-7.065	-5.051
C	-2.800	-2.002

Tableau.III.2.1: Moments aux appuis à ELS.

• Moments en travées :

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0.715$$

Travées	L(m)	Moments en travée(ELU) (KN.m)	Moments en travée(ELS) (KN.m)
AB	3.65	7.630	5.455
BC	3.25	6.049	4.325

Tableau.III.2.2: Moments en travées à ELS.

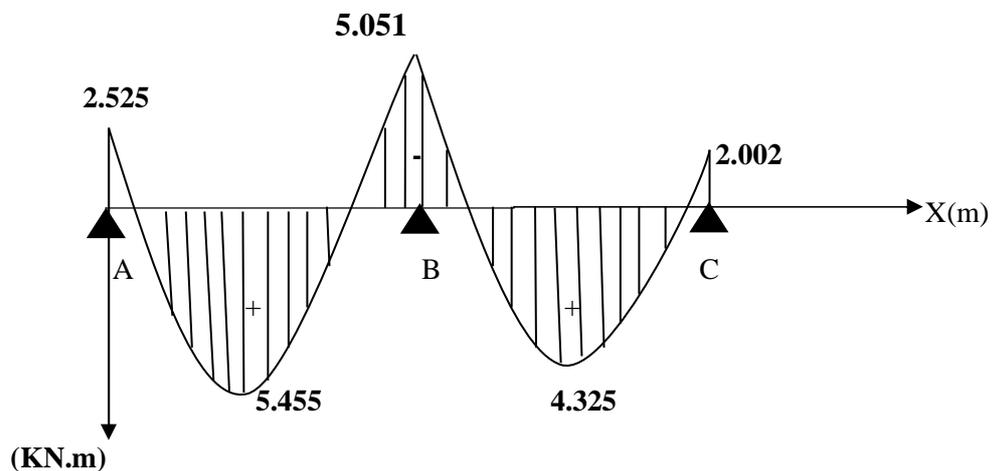


Figure.III.2.13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

• Les efforts tranchants :

$$T_{ws} = T_w \times 0.715$$

$$T_{es} = T_e \times 0.715$$

Travées	$T_w(ELU)$ (KN)	$T_{ws}(ELS)$ (KN)	$T_e(ELU)$ (KN)	$T_{es}(ELS)$ (KN)
AB	11.936	8.534	-13.936	-9.964
BC	12.802	9.153	-10.178	-7.707

Tableau.III.2.3: Les efforts tranchant à ELS.

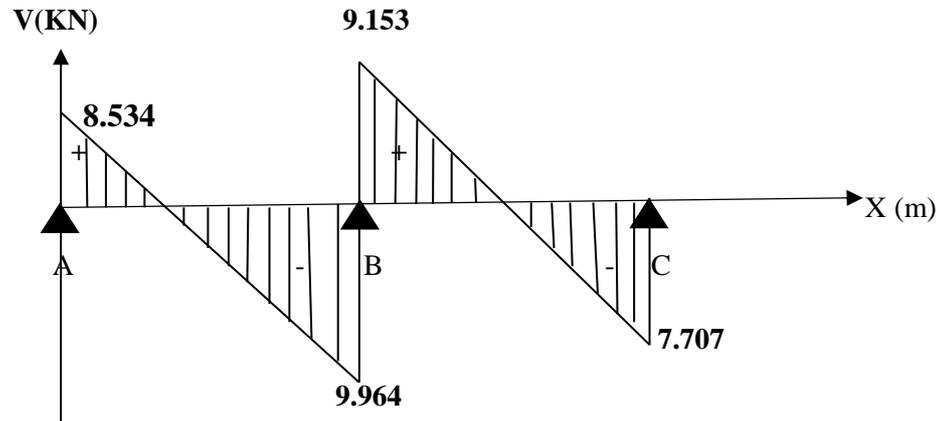


Figure.III.2.14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

1. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression de béton : BAEL91modifié99 (Art. A.5.2).

$$M_t^{max} = 5.455 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 5.051 \text{ KN.m}$$

• En travées :

➤ Contrainte dans l'acier

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow K = 19.72 \rightarrow \beta = 0.856$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.455 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 150.654 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 150.654 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{150.654}{19.72} = 7.64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_o \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \rightarrow K = 25.32 \rightarrow \beta = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{5.051 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 204.033 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 204.033 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{204.033}{25.32} = 8.058 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.058 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Vérification de la flèche : BAEL91 modifié99(Art.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{365} = 0.055 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{20}{365} = 0.055 \geq \frac{5.455}{10 \times 8.421} = 0.065 \rightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0110 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

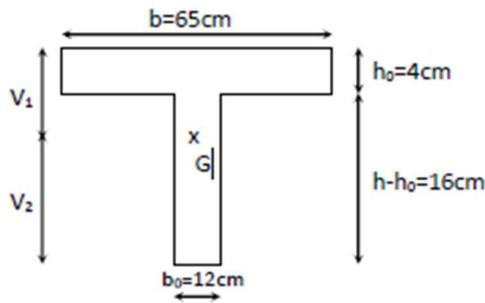
$$f_v = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$

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

-Aire de la section homogénéisée :



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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65-12) 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + (15A_t \times d).$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{12(V_1^3 + V_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_t (V_2 - c)^2 = 20003.238 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\beta = 0.942$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.010 \times (2 + \frac{3 \cdot (12)}{65})} = 1.64$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.010 \times 161.811) + 2.1}; 0\right) = \max(0.57; 0)$$

$$\mu = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1(20003.238)}{1 + 0.57 \times 1.64} = 11372.53 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^{\max} \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{5.455 \times 3.65^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11372.53 \times 10^{-8}} = 0.0059 \text{ m} = 5.9 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes.

III.3.Calcul des balcons :

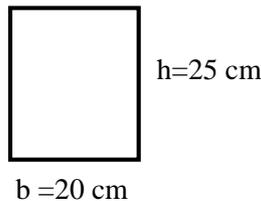
Le bâtiment est constitué de d'un type de balcons qui est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage

III.3.1.Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

III.3.2. Dimensionnement :

Les dimensions sont : (20 x 25) cm² (voir chapitre II)



III.3.3. Détermination Des Sollicitations :

1. Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre : $0.20 \times 0.25 \times 25 = 1.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,25) \times 2,40 = 6.74 \text{ kN / ml}$

Poids du plancher : $5,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,72 \text{ kN / ml}$

2. La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ kN/ml}$$

3. Combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(9,71) + 1,5(1,14) = 14,82 \text{ KN/ml}$

- **ELS :** $q_s = G + Q = 9,71 + 1,14 = 10,85 \text{ KN/ml}$

III.3.4.Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée :

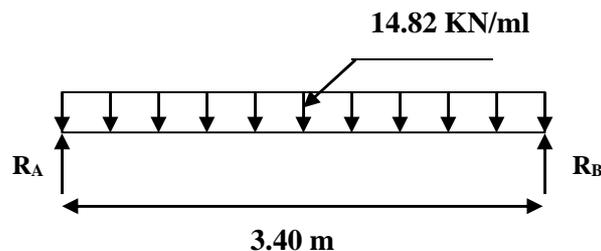


Figure III.3.1 : Charge revenant à la poutre de chaînage

a. Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot \frac{14,82 \cdot (3,40)^2}{8} = 18,20 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_A = M_B = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot \frac{14,82 \cdot (3,40)^2}{8} = -6,42 \text{ KN.m}$$

Avec M_0 : Moment isostatique

b. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,82 \times 3,40}{2} = 25,19 \text{ kN}$$

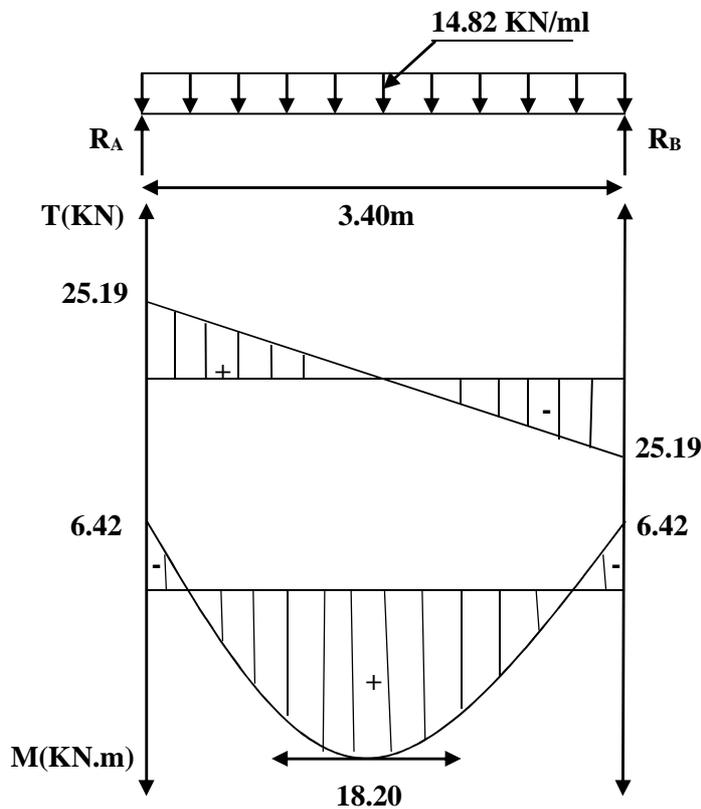


Figure III.3.2 : Diagramme des Efforts internes.

III.3.5.Ferrailage :

Armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,20 \cdot 10^3}{20 \cdot (23)^2 \cdot 14,2} = 0,122$$

$\mu < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,122 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,20 \cdot 10^3}{0,935 \cdot 23 \cdot 348} = 2,43 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{20 \cdot (23)^2 \cdot 14,2} = 0,042$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,42 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 23 \cdot 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,35 cm²**

III.3.6. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :** $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

• **Aux appuis :** $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification du cisaillement (BAEL 91/ Art 5.2.2) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{25,19 \cdot 10^3}{200 \cdot 230} = 0,548 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{condition vérifiée.}$$

→ **Pas de risque de cisaillement.**

3. Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

-L'acier utilisé est le FeE400 → $\psi_s = 1,5$ $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum \mu_i}$$

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: somme des périmètre utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 3 \times 1,2 \times 3,14 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,19 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 230 \cdot 113} = 1,08 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

4. influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 modifié99/Art 5.1,313) :

• **Influence sur béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ ($a = 0,9d$: qui est la largeur de l'appui)

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 23 \times \frac{2,1}{1,5}$$

$$V_u = 25,19 \text{ KN} < 231,84 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(25,19 + \frac{6,42}{0,9 \times 0,23} \right)$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement en constate que l'effort tranchant V_u n'as pas d'influence sur les armatures

5. Ancrage des barres : BAEL91 modifié99 (Art A.6.1 .21)

L_S = Longueur de scellement droit

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \rightarrow L_S = 50 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportés des crochets, Vu que la longueur de scellement est importante.

$$L_c = 0,4 L_S = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{soit un crochet de 20cm.}$$

6. Calcul des armatures transversales : BAEL91 modifié 99. (Art. A.7.2.2):

• **diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(7,14; 12; 20) = 7,14 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_l = 6mm$

On adoptera : **1 cadre et 1 étrier = 4HA6 = 2.01 cm²**

7. Espacement : BAEL 91 modifié 99 (Art. 5.1.22).

$$S_{tmax} \leq \min \{0.9d ; 40cm\} = \min \{20.70 cm ; 40 cm\}$$

On opte pour : **S_{tmax} = 20cm**

Selon RPA version 2003 (Art. 7.5.2.2) :

L'espacement doit vérifier :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi\} = \min \{6.25 ; 14.4\}cm$$

Soit **S_t = 6 cm**

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 12.5cm$$

Soit : **S_t = 12 cm**

$$A_{tmin} = 0,003 \cdot S_t \cdot b \leq A_{t \text{ adopté}}$$

$$A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \leq A_{t \text{ adopté}} = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.3.7. Calcul à l'ELS :

- **Réactions d'appuis (efforts tranchants) :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.85 \times 3.40}{2} = 18.45 \text{ KN}$$

- **Calculs des efforts internes :**

$$T(0) = R_A = 18.45 \text{ KN.}$$

$$T(3.40) = R_B = -18.45 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments :**

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.85 \times 3.40^2}{8} = 15.68 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.68 = \mathbf{13,33 \text{ KN.m.}}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 15.68 = \mathbf{-4,70 \text{ KN.m.}}$$

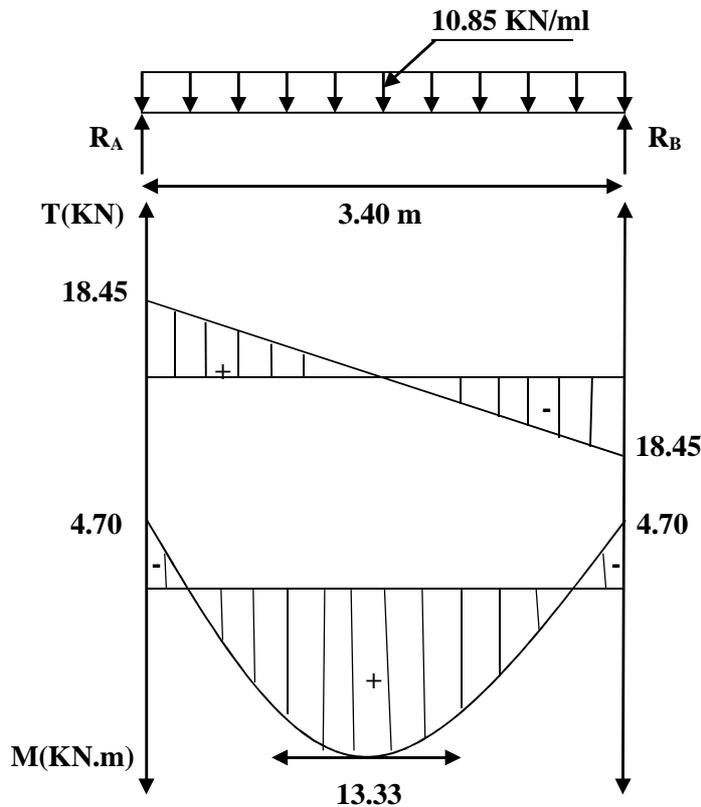


Figure III.3.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

III.3.8.Vérification à l'ELS :

1. Vérification de la résistance du béton à la compression BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2) :

• Aux Appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63) \text{ avec : } \eta = 1.6$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 23} = 0.511$$

$$\beta = 0.892 \quad K_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{4.7 \times 10^6}{235 \times 0.892 \times 230} = 97.48 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 97.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifié.

- Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.48}{31.30} = 3.11 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}$$
Condition vérifié.

• En travée :

- Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736$$

$$\beta = 0.876 \quad K_i = 25.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{13.33 \times 10^6}{339 \times 0.876 \times 230} = 195,16 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 195.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.16}{25.32} = 7.71 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2. Vérification de la flèche: BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{25}{340} = 0.0735 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \rightarrow \quad \frac{25}{340} = 0.0735 < \frac{13.33}{10 \times 15.68} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.39}{20 \times 23} = 0.0074 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée, $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ MPa.}$

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

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (20 \times 25) + (15 \times 3.39) = 550.85 \text{ cm}^2$$

-Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \cdot d).$$

$$S_{/xx} = \frac{20 \times 25^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 23) = 7419.55 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{7419.55}{550.85} = 13.47 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - v_1 = 25 - 13.47 = 11.53 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b_0 (v_1^3 + v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 31130.36 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{3.36}{20 \times 23} = \mathbf{0.007}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.007(2+\frac{3(20)}{20})} = \mathbf{1.20}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.007 \times 195.16) + 2.1}; 0\right) = (0.51; 0)$$

$\mu = 0.51$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = \frac{1.1(31130.36)}{1+0.51 \times 1.20} = \mathbf{21242.80 \text{ cm}^4}$$

$$f_i = \frac{M_t^s \times l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = \frac{13.33 \times 10^6 \times (3400)^2}{10 \times 10819 \times 21242.80 \times 10^4} = 6.70 \text{ mm} < f = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.80 \text{ mm}$$

$f_i < f$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes.

III.4. Escaliers :

III.4.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers. L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

III.4.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successive, elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, séparent deux contre marche successive $25 \leq g \leq 33$ cm
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs, sa longueur projetée est L_p .
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

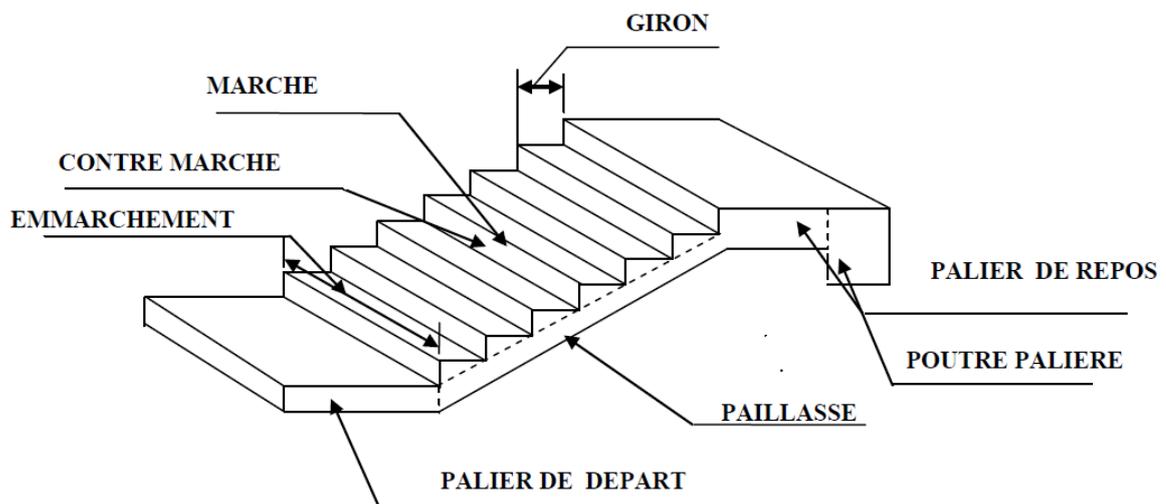


Figure III.4.1 : Coupe verticale d'un escalier.

III.4.3 : pré dimensionnement de l'escalier à calculer

NB : Les deux volées sont identiques donc le calcul se fera pour un seul sens.

- La hauteur du S-Sol ,RDC et étage courant : $H= 3.06\text{m}$
- On prend h contre marche : $h = 17\text{cm} \dots 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- Nombre de contre marches : $n= 153/17 = 9$ contre marches.
- N^{bre} de marche : $n-1= 9-1=8$ marches.
- La largeur de la marche (giron) : $g = L_1/(n-1)= 240/8=30\text{ cm}$

On prend : $h=17\text{ cm}$ et $g=30\text{ cm}$.

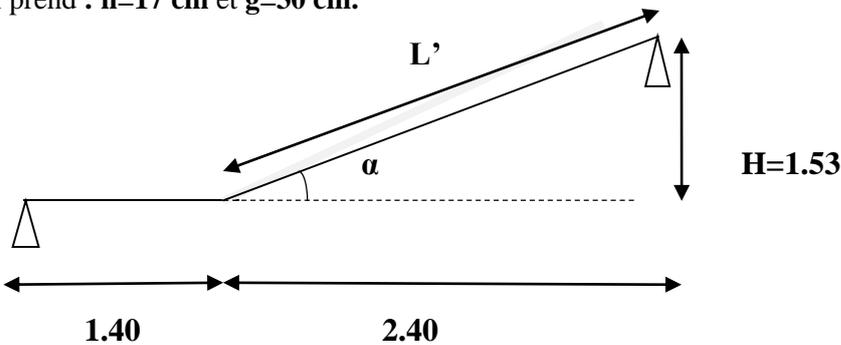


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'escalier.

• Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$59\text{cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots$ condition vérifiée.

III.4.4.Dimensionnement de la paillasse et de palier :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20$$

L' : longueur en plan de la volée

L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H= n \times h= 9 \times 17=1.53\text{cm}$$

$$T_g \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29.54} = 275,86\text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L_0 = L' + L_1$$

$$L_0 = 275.86 + 140 = 415.86\text{ cm}$$

$$\text{Donc on aura : } L_0/30 \leq e \leq L_0/20 \quad \Rightarrow \quad 13.86\text{ cm} \leq e \leq 20.79\text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : $e = 20\text{ cm}$

III.4.5.Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, de projection horizontale de la volée, et en considérant une poutre isostatique en flexion simple.

a. Charge permanente :

• Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/ml)
1. Carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palier	0.2	25	5
5. enduit ciment	0.02	18	0,36
			$G_p = 6.56\text{KN/m}^2$

Tableau III.4.1 : Charge revenant au palier.

• La volée :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/ml)
1. Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palliase	$0.2/\cos 29.54=0.23$	25	5.75
5. enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps	/	/	0.2
7. marches	$0.17/2=0.085$	25	2.13
			$G_{\text{total}} = 9.64 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.4.2 : Charge revenant à la volée

b. La surcharge : est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et commercial elle est la même pour la volée et le palier : **Q=2.5 KN/ml**

❖ Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_u (\text{vol}) = (1.35 \times 9.64 + 1.5 \times 2.5) = 16.76 \text{ KN / ml.}$

Le palier : $q_u (\text{pal}) = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ KN / ml.}$

- ELS : $q_s = G + Q$

La volée : $q_s = (9.64 + 2.5) = 12.14 \text{ KN / ml.}$

Le palier : $q_s = (6.56 + 2.5) = 9.06 \text{ KN / ml.}$

❖ Calcul à L'ELU :

- Calcule des réactions d'appuis :

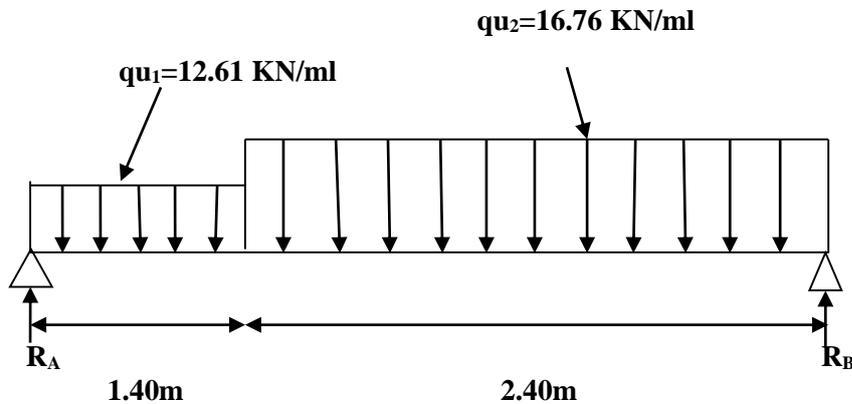


Figure III.4.3 : Schéma statique à l'ELU.

D'après les formules de la RDM :

a. $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.61 \times 1.40) + (16.76 \times 2.40) = 57.87 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 57.87 \text{ KN}$

b. $\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B(1.40 + 2.40) - 16.76 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.40\right) - 12.61 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2}\right) = 0$

$3.8 R_B - 104.58 - 12.36 = 0 \Rightarrow 3.8 R_B = 116.94$

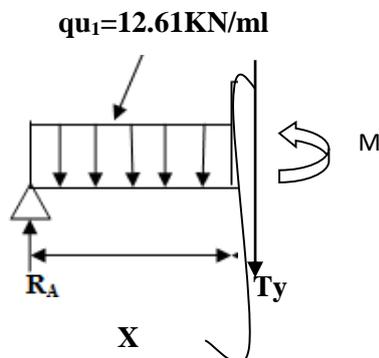
$R_B = 30.77 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_B = 57.87 \Rightarrow R_A = 57.87 - 30.77$

$R_A = 27.10 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- c. 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$



$T(x) = R_A - q_{u1}(x)$

$T(x) = 27.10 - 12.61x$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 27.10 \text{ KN.}$$

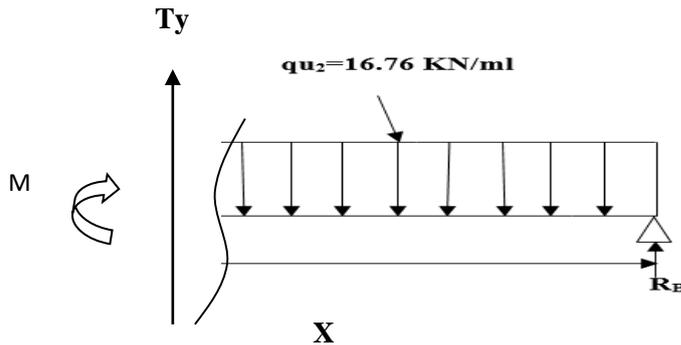
$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = 9.45 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{u1}(x^2/2) = 27.10x - 12.61(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow M(1.40) = 25.58 \text{ KN.m}$$

d. 2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$



$$T(x) = -R_B + q_{u2}(x)$$

$$T(x) = -30.77 + 16.76x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -30.77 \text{ KN}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow T(2.40) = 9.45 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{u2}(x^2/2) = 30.77x - 16.76(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow M(2.40) = 25.58 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment max:

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -30.77 + 16.76x = 0$$

$$D'où : X = 1.84 \in [1.4 ; 3.8]$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{u2}(x^2/2) = 30.77(1.84) - 16.76(1.84^2/2)$$

$$D'où : M_{\max} = M(1.84) = 28.25 \text{ KN.m}$$

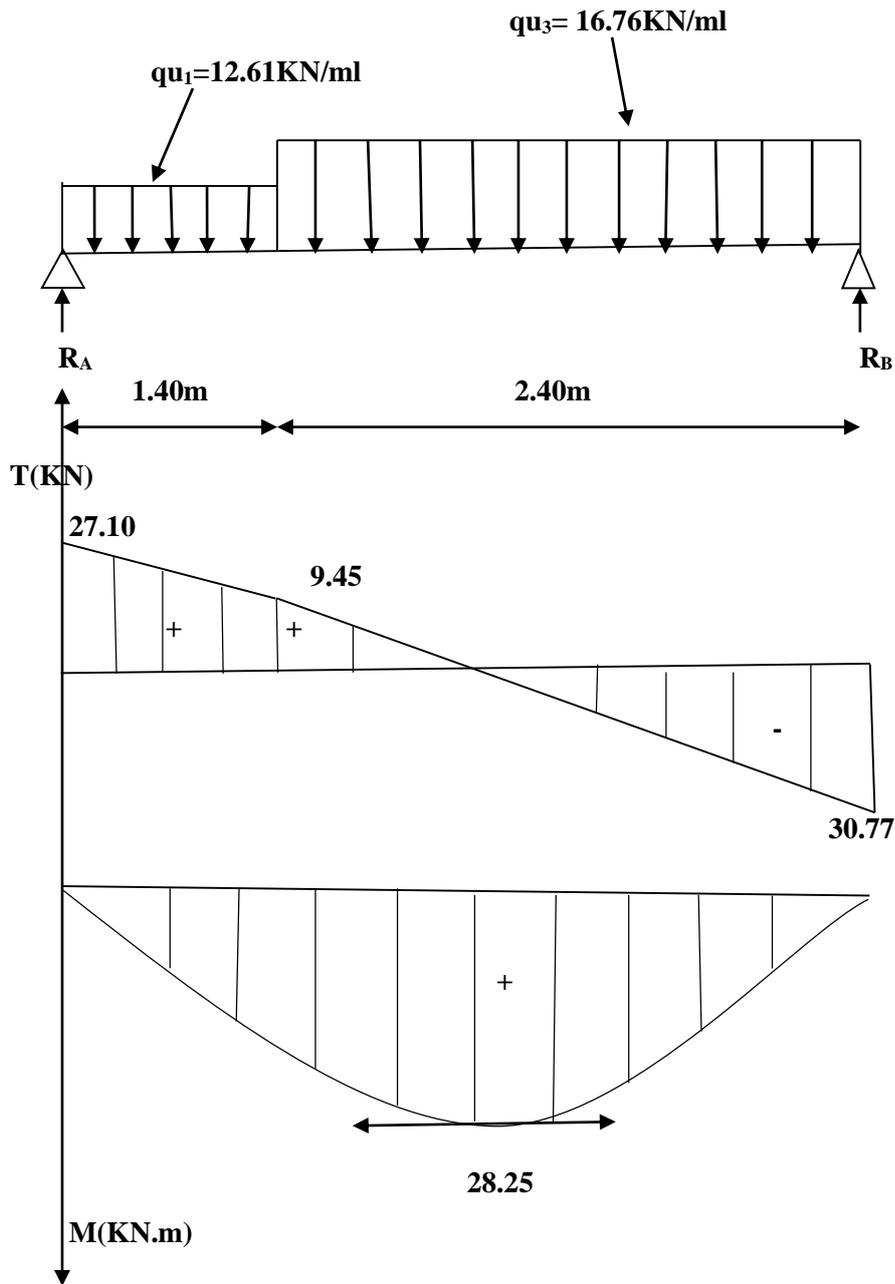


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} aux appuis et en travée -0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{ua}=M_a = (-0.3) M_{max} = (-0.3) \times (28.25)$$

$$M_a = -8.48 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{ut}=M_t = (0.85) M_{max} = (0.85) \times (28.25)$$

$$M_t = 24.01 \text{ KN.m}$$

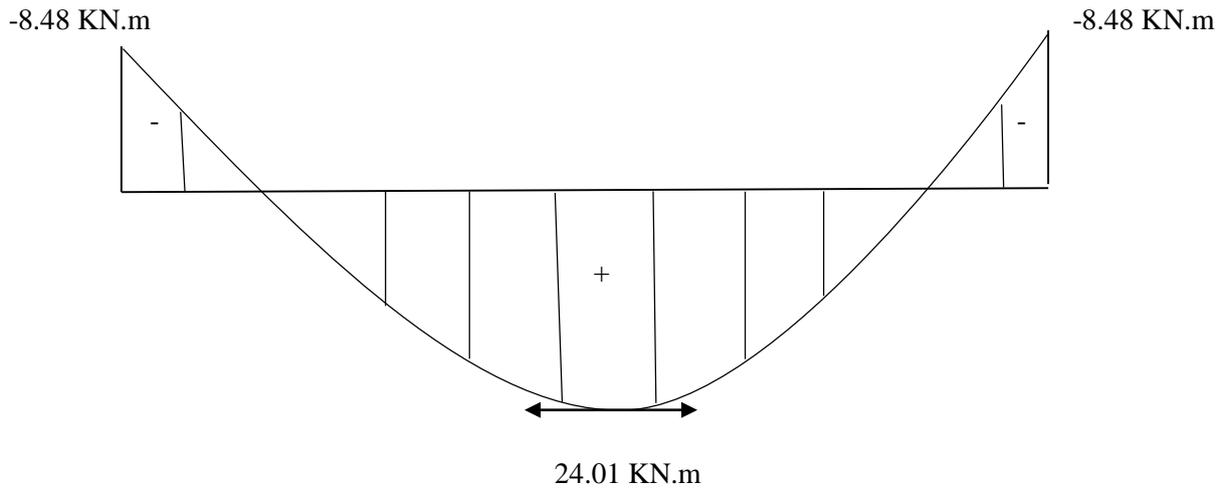
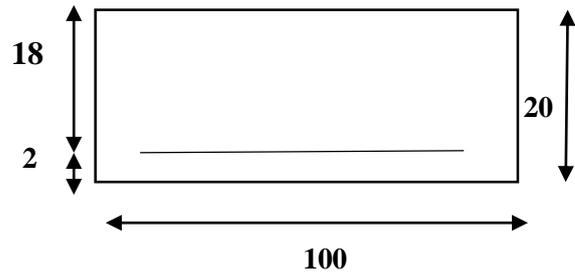


Fig. III4.5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

III.4.6.Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

B = 100 cm, c = 2 cm, d = 18 cm, H=20cm



1. Armatures principales :

- Aux appuis : $M_a = 8.48 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.48 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{ua} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{8.48 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.37 \text{ cm}^2$ on opte pour : **4HA10=3.14cm²** avec **St = 25cm.**

- En travée : $M_t = 24.01 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ut} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.01 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu_{ut} = 0.052 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.052 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{24.01 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 3.94 \text{ cm}^2$$

At=3.94 cm² on opte pour 4HA12= 4.52cm² avec St =25 cm.

2. Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01cm² avec St = 25cm.

- **En travée :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec St = 25cm.

III.4.7.Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A. 4. 2,1/BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

- **Aux appuis :**

A_{sa} = 3.14 cm² > 2.17 cm²condition vérifiée.

- **En travée :**

A_{st} = 4.52 cm² > 2.17 cm²condition vérifiée.

2. Espacement des barres :(BAEL91 : Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

a. Armatures principales :

$$St_{max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad St_{max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis : St =25 cm <33 cmCondition vérifiée.

En travée : St = 25 cm <33 cm Condition vérifiée.

b. Armatures de répartition :

$$St_{max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : St =25cm <45 cm..... condition vérifiée.

En travée : St = 25cm <45 cm condition vérifiée.

3. Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.1,2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right]$$

τ_u : La contrainte tangentielle.

$$\tau_u = \frac{30.77 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.171 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

4. Influence de l’effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

$$T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_s} . a . b \quad \text{avec} \quad a=0.9d$$

$$T_u^{\max} = 30.77 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} \times 0.9 \times 18 \times 100 = 1080 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l’effort tranchant sur armatures : art(A.5.1,312) BAEL91 ;

$$A_{st}^{\min} \text{ ancré} \geq \frac{T_u^{\max}}{\gamma_{st}} = \frac{30.77 \times 1000}{348 \times 100} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} \text{ ancré} = 3.14 \geq 0.88 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6. Vérification à la condition d’adhérence et d’entraînement des barres : (Art A.6.13)BAEL91/

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.77 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 4 \times 12} = 1.26 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d’entraînement des barres.

7. Longueur de scellement :

Sur la longueur d’ancrage L_s , la contrainte d’adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

8. Longueur d’ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

Les règles d BAEL 91 modifiée 99 admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L_c est au moins égale 0.4 l_s pour les aciers HA.

$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.90 \text{ cm}$

On prend : $L_c = 20 \text{ cm}$

❖ Calcul à L'ELS :

- Calcule des réactions d'appuis :

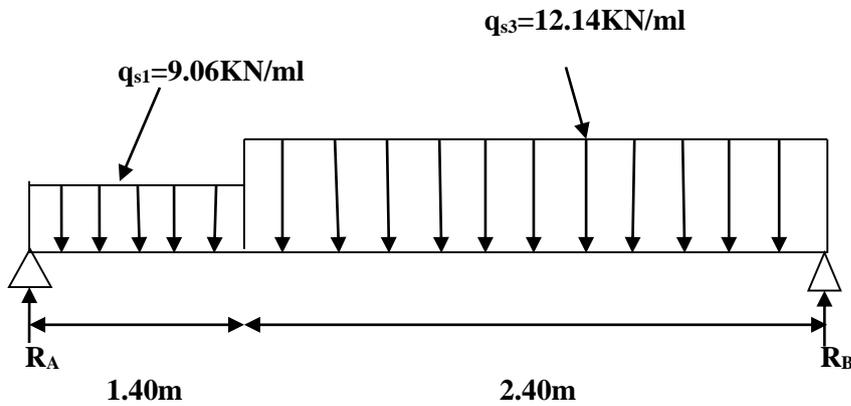


Fig. III.4.6 : Schéma statique (ELU)

D'après les formules de la RDM :

$F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.06 \times 1.40) + (12.14 \times 2.40) = 41.82 \text{ KN}$

$R_A + R_B = 41.82 \text{ KN}$

$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_B(1.40 + 2.40) - 12.14 \times 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.40 \right) - 9.06 \times 1.40 \left(\frac{1.40}{2} \right) = 0$

$3.8 R_B - 75.75 - 8.88 = 0 \Rightarrow 3.8 R_B = 84.63$

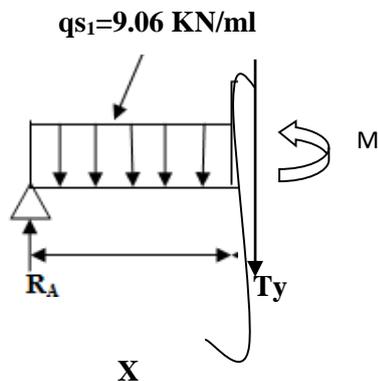
$R_B = 22.27 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_B = 41.82 \Rightarrow R_A = 41.82 - 22.27$

$R_A = 19.55 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- e. 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.40\text{m}$



$$T(x) = R_A - q_{s1}(x)$$

$$T(x) = 19.55 - 9.06x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 19.55 \text{ KN.}$$

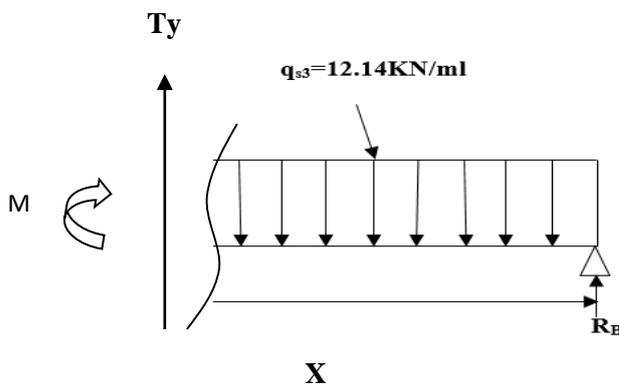
$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow T(1.40) = 6.87 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{s1}(x^2/2) = 19.55x - 9.06(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.40 \text{ m} \rightarrow M(1.40) = 18.49 \text{ KN.m}$$

f. 2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$



$$T(x) = -R_B + q_{s3}(x)$$

$$T(x) = -22.27 + 12.14x$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -22.27 \text{ KN}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow T(2.40) = 6.87 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{s3}(x^2/2) = 22.27x - 12.14(x^2/2)$$

$$X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.40 \text{ m} \rightarrow M(2.40) = 18.48 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul du moment max:

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = -22.27 + 12.14x = 0$$

$$D'où : X = 1.83 \in [1.4 ; 3.8]$$

$$M(x) = R_B(x) - q_{s3}(x^2/2) = 22.27(1.83) - 12.14(1.83^2/2)$$

$$D'où : M_{\max} = M(1.83) = 20.24 \text{ KN.m}$$

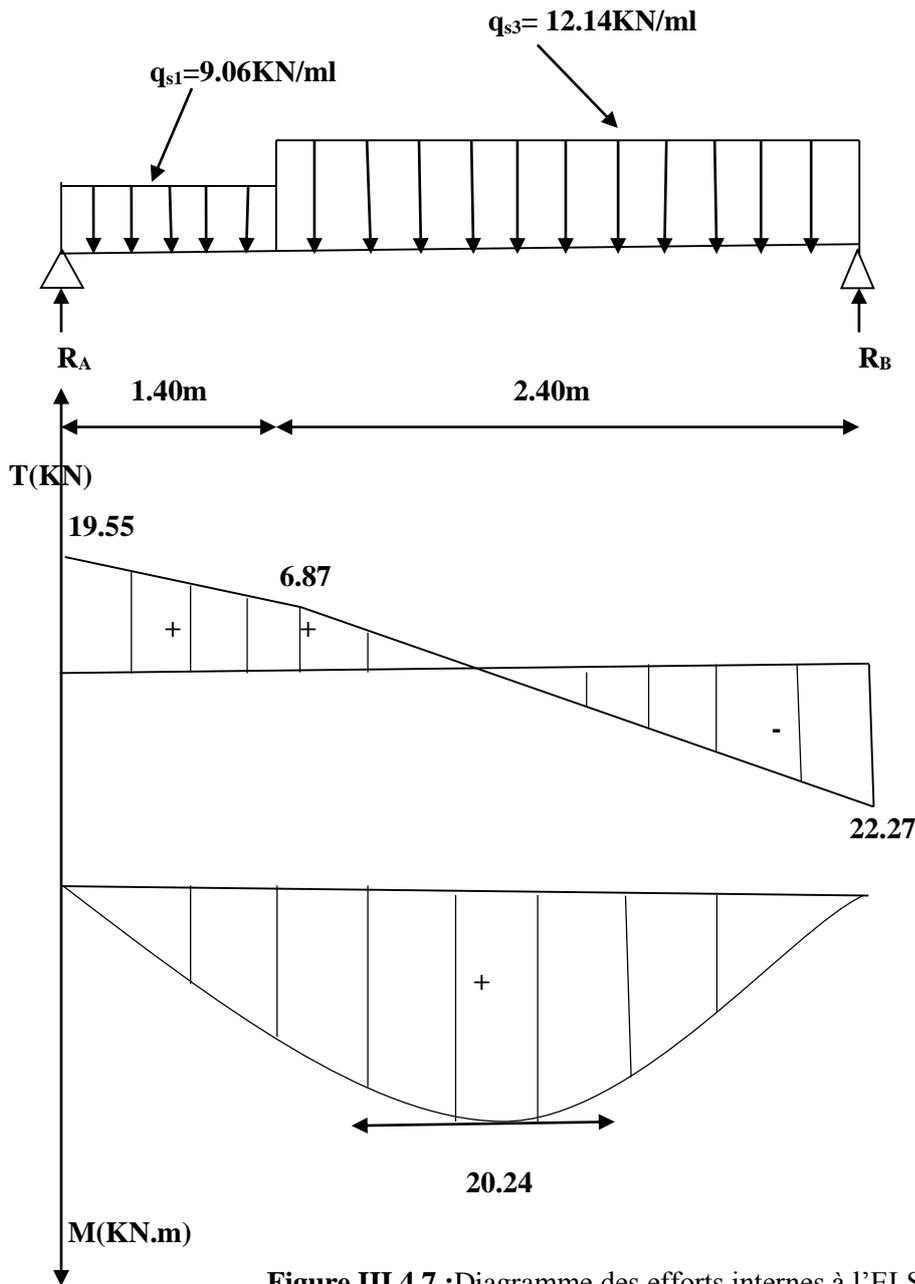


Figure III.4.7 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Remarque

Afin de tenir en compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée -0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{ua} = M_a = (-0.3) M_{\max} = (-0.3) \times (20.24)$$

$$M_a = -6.07 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{ut} = M_t = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times (20.24)$$

$$M_t = 17.20 \text{ KN.m}$$

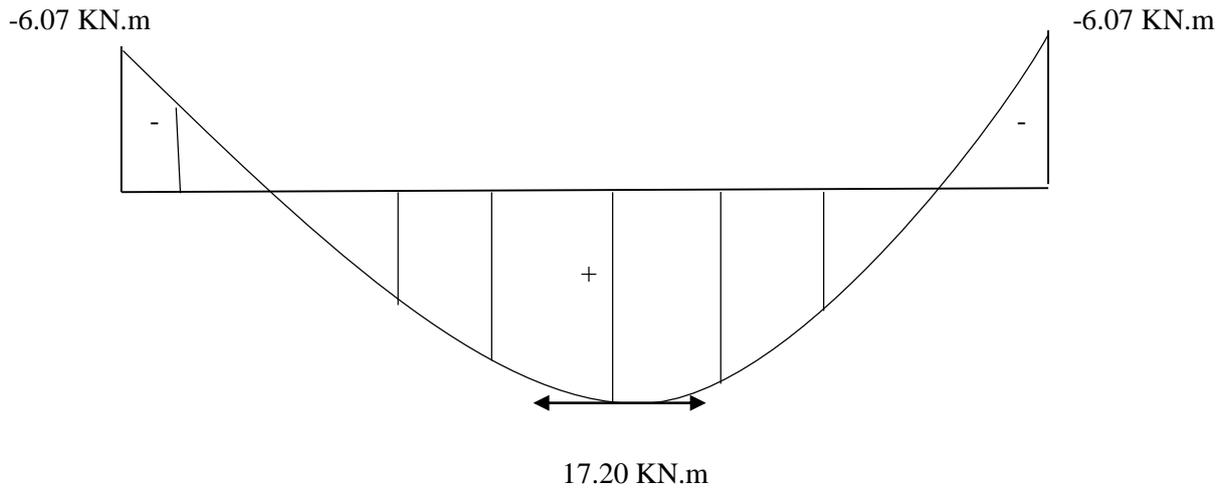


Figure III.4.8 : Diagramme des moments fléchissant (ELS).

III.4.8. Vérification à l'ELU :

1. État limite de résistance du béton à la compression : (BAEL91 : Art A.4.5,2)

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

a. Aux Appuis : $M_a = 6.07 \text{ KN.m}$, $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho = 0.174 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.932 ; K_1 = 58.53 ; K = 1/K_1 = 0.017$$

- **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \times \beta \times d} = \frac{6.07 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 115.23 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.017 \times 115.23 = 1.96 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. En travée : $M_t = 17.20 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.920 ; K_1 = 47.50 ; K = 1/K_1 = 0.021$$

- La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{A \times \beta \times d} = \frac{17.20 \times 10^3}{4.52 \times 0.920 \times 18} = 229.79 \text{ MPa} < \sigma_{st}^- = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 229.79 = 4.83 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite de déformation (La flèche) :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{480} = 0.0416 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \implies 0.0416 < (17.20/10 \times 20.24) = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{At}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ Dans notre cas les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{max} \cdot l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2400}{500} = 4.8 \text{ mm} ; \quad L=240 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPA}$$

$$q_s^{max} = \max(9.06 ; 12.14) \text{ KN/ml} = 12.14 \text{ KN/ml}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15At(v_2 - c_2)^2$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$S_{xx}' = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d ; \quad B_0 = bh + 15A_{st}$$

$$V_1 = S_{xx}' / B_0 = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4.52} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 10.26 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10.26^3 + 9.73^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52(9.73 - 2)^2$$

$$I_0 = 70758.34 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.14 \times 2.4^4 \times 10^7}{384 \times 10818.86 \times 70758.34} = 0.07 \text{ mm}$$

Donc $f = 0.07 \text{ mm} < \bar{f} = 4.8 \text{ mm}$ condition vérifié

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

• Aux appuis :

- Armatures principale : 4HA10 ; St=25 cm
- Armatures de répartition : 4HA8 ; St=25cm

• En travée :

- Armatures principale : 4HA12 ; St=25 cm
- Armatures de répartition : 4HA8 ; St=25cm

III.5.Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est de section rectangulaire (bxh), destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse et du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de $L = 2.6m$ (entre nu d'appuis).

III.5.1.Pré dimensionnement :

• **La hauteur :**

$$L / 15 \leq h \leq L / 10 \quad \rightarrow \quad 260 / 15 \leq h \leq 260 / 10 \quad \rightarrow \quad 17.33 \text{ cm} \leq h \leq 26 \text{ cm}$$

Selon (RPA99 modifié 2003) $h \geq 30 \text{ cm}$

Donc on opte : pour **h = 30 cm**

• **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Selon (RPA99 modifié 2003) : $\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$

Donc on opte : pour **b = 20 cm**

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

• **Poids propre de la poutre :**

$$G_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

• **Poids du mur de façade :**

$$G_m = (3.06 - 0.30) \times 2.40 = 6.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids total :**

$$\text{Palier : } G = 1.5 + 6.62 = 8.12 \text{ KN/ml}$$

• **Effort tranchant à l'appui :**

$$\text{ELU : } T_u = R_{uA} = 27.10 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = R_{sA} = 19.55 \text{ KN}$$

• **Combinaison de charge et surcharge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + T_u = 1.35 \times (8.12) + 27.10$$

$$q_u = 38.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + T_s = 8.12 + 19.55$$

$$q_s = 27.67 \text{ KN/ml}$$

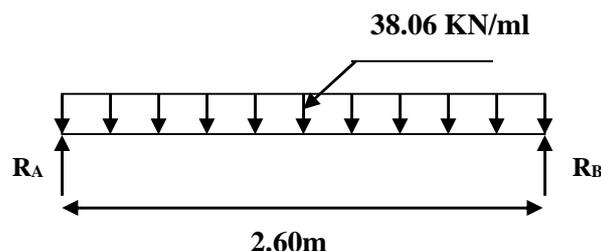


Figure III.5.1 : Schéma statique à l'ELU.

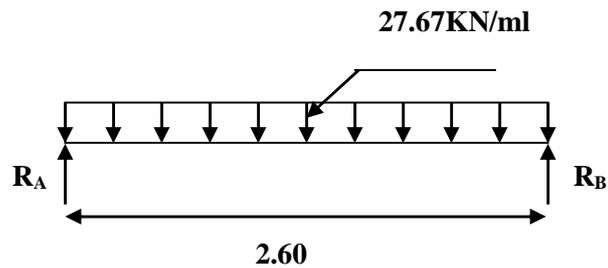


Figure III.5.2 :Schéma statique à l'ELS.

III.5.3.calcul à l'ELU :

- Réaction d'appuis :

$$\sum \vec{F} = 0$$

$$R_A = R_B = q_u \cdot l / 2 = (38.06 \times 2.60) / 2$$

$$R_A = R_B = 49.48 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{38.06 \times 2.60^2}{8}$$

$$M_0 = 32.16 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B$$

$$T_u = 49.48 \text{ KN}$$

- Moment corrigée :

$$M_u^a = -0.3M_0 = -9.65 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_0 = 27.34 \text{ KN.m}$$

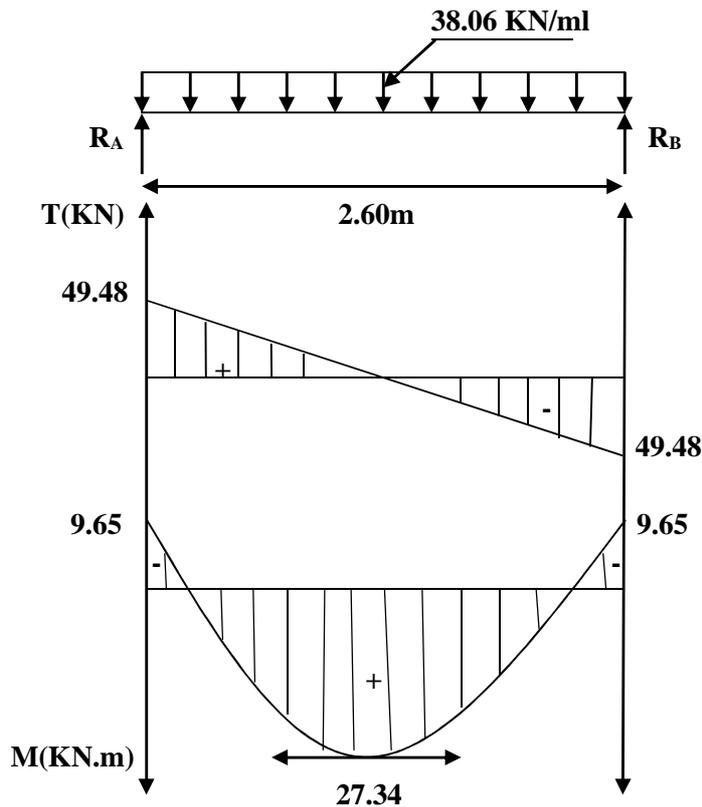


Figure III.5.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

❖ Ferrailage à l'ELU :

1. Calcul des armatures :

- Aux appuis : $M_a = 9.65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.65 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.044 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.978$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.65 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Aa = 1.01 cm² Soit 3HA 10 = 2.35 cm²

- En travée : $M_t = 27.34 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.34 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.122 < \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.935$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.34 \times 10^3}{0.935 \times 28 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2$$

As = 3.00 cm² Soit 3HA14 = 4.62 cm²

NB : le RPA(Art7.5.2.1) exige que le pourcentage totale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0.5% en toute section d'où :

$$A_{total} = 3HA14 + 3HA10 = 4.62 + 2.35$$

$$A_{total} = 6.97 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :

On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.68 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1, 21) :

On a: $T_{max} = 49.48 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{49.48 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} [3.33, 5] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

3. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ cm}$.

$T (\text{max}) = R_A = R_B = 49.48 \text{ KN}$.

$$\tau_{se} = \frac{49.48 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.49 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : **$L_s = 50 \text{ cm}$**

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$.

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1.5} = 336 \text{KN}$$

$T_u^{\max} = 49.48 \text{ KN} < 336 \text{KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

- Influence sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{49.48 \times 10^3}{348} = 142.18 \text{ mm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

6. diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.86 \text{ cm}$$

$$\phi_l = 1.4 \text{ cm}$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre et un seul étrier, ce qui donne :

$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

7. espacement des armatures transversales St :

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le BAEL91/ modifier 99 on aura :

$$S_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} \leq \min (25.2 ; 40\text{cm}) \rightarrow S_{t1} = 25.2\text{cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

1) la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$

2) En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $S_t \leq \min (7.5 ; 16.8) \rightarrow S_t = 7.5\text{cm}$. (Zone nodale)

- $S_t = \frac{30}{2} = 15\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

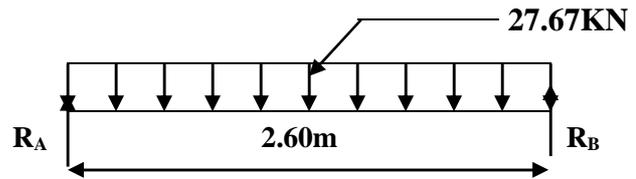
8. Vérification des armatures transversales :

$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b \leq A_t = 2.01\text{cm}^2$

$A_{t\min} = 0.003 \times 7.5 \times 20 = 0.45 \text{ cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

III.6.4. Calcul à l'ELS :



• Réaction d'appuis :

$$\sum \vec{F} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{27.67 \times 2.60}{2}$$

$$R_B = R_A = 35.97 \text{ KN}$$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{27.67 \times 2.60^2}{8}$$

$$M_0 = 23.38 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B$$

$$T_s = 35.97 \text{ KN/ml}$$

• Moment corrigée

$$M_{sa} = -0.3M_0 = -7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_0 = 19.87 \text{ KN.m}$$

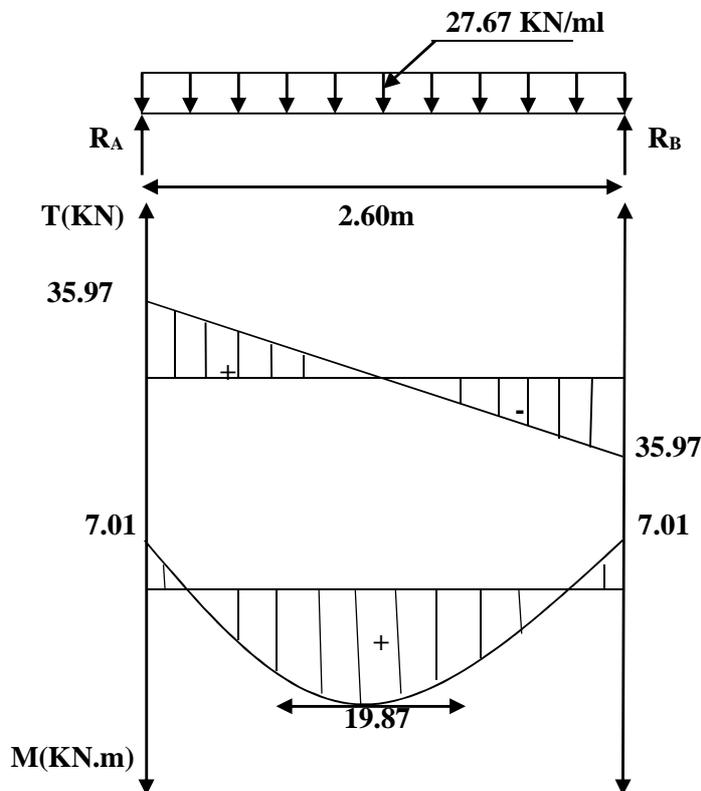


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS.

❖ Vérification à ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6\bar{f}_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- Aux appuis : $M_a = -7.01\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.420$$

$$\beta_1 = 0.900 \implies K_1 = 35 \implies K = 0.03$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{A.\beta.d} = \frac{7.01 \times 10^6}{235 \times 0.900 \times 280} = 118.37 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_{st} = 0.03 \times 118.37 = 3.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée : $M_t = 19.87 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825$$

$$\beta_1 = 0.871 \rightarrow K_1 = 23.76 \rightarrow K = 0.042$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A.\beta.d} = \frac{19.87 \times 10^6}{462 \times 0.871 \times 280} = 176.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k.\sigma_{st} = 0.042 \times 195.61 = 176.35 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.3.4)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

3. Etat limite de déformation :

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivants seront vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

H=30 cm

L=260 cm

b= 20 cm

d= 28 cm

$M_{ts} = 19.87 \text{ KN.m}$ (moment en travée à l'ELS)

$M_0 = 23.38 \text{ KN.m}$ (moment isostatique à l'ELS)

$A_t = 4.62 \text{ cm}^2$ (section d'armatures en travée)

- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$ → 0.12 > 0.0625..... **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$ → 0.12 > 0.085..... **Condition vérifiée.**
- ✓ $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ → 0.007 < 0.0105..... **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- ❖ **Ferraillage de la poutre palière :**

- **Aux appuis : Aa=3HA10**
- **En travée : At=3HA14**

Chapitre IV :
Modélisation et vérification
selon les exigences du RPA

Introduction :

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**

IV.1.Description du logiciel ETABS: (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc...

IV.2.Méthode de calcul:

On distingue deux cas :

- **Etude statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q
- **Etude dynamique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :
 - La méthode statique équivalente.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certains critères suivant le RPA99/ version 2003

➤ Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ La méthode dynamique modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.Modélisation de la structure :

- **Etapes de modélisation :** Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :
 - 1- Introduction de la géométrie du modèle.
 - 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
 - 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
 - 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Condition d'application :**

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone IIa → CNV → H= 28,50m < 65m

la méthode statique équivalente n'est pas applicable, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

• **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

L'application **RPA99** permet

- **Données à introduire dans l'application:**

- **Zone : IIa**
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coef comportement : 5** Mixte portique/voile avec interaction
- **Site : S3** (site meuble).
- **Facteur de qualité(Q) : 1.2**
- **Amortissement : 8.5%**

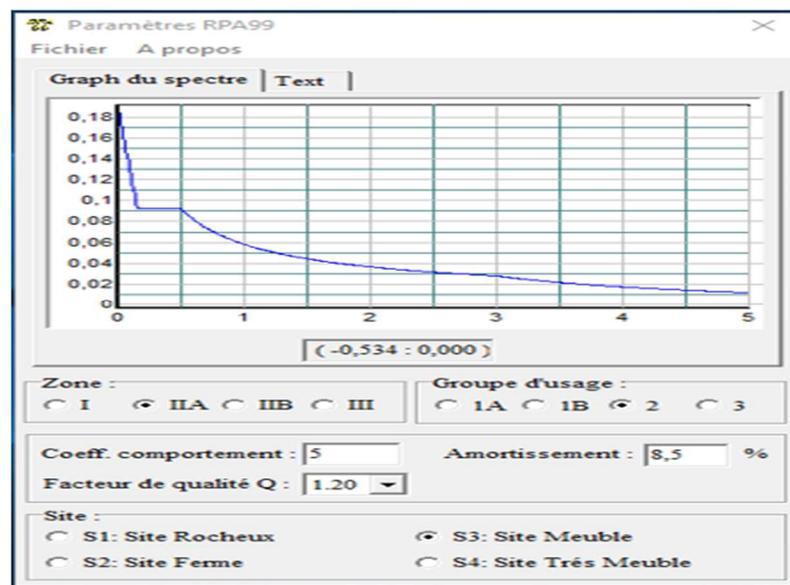


Figure IV.1 : Spectre de calcul.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From File**

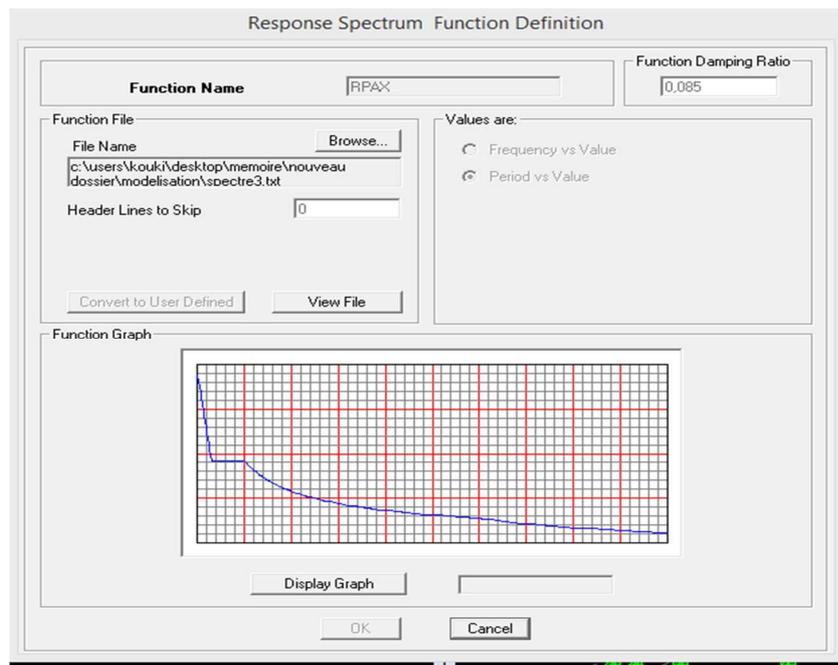


Figure IV.2 : Introduction du spectre de réponse.

Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New case**

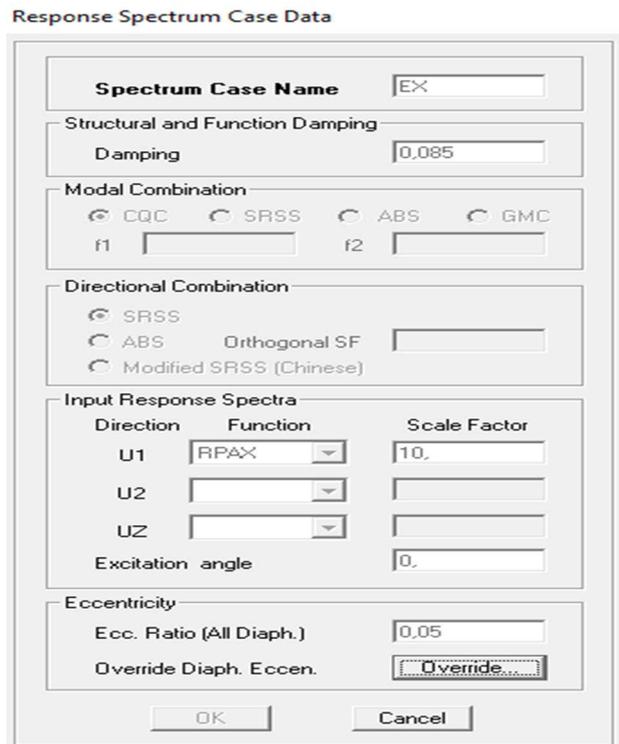


Figure IV.3 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

● **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → shell load → uniforme load

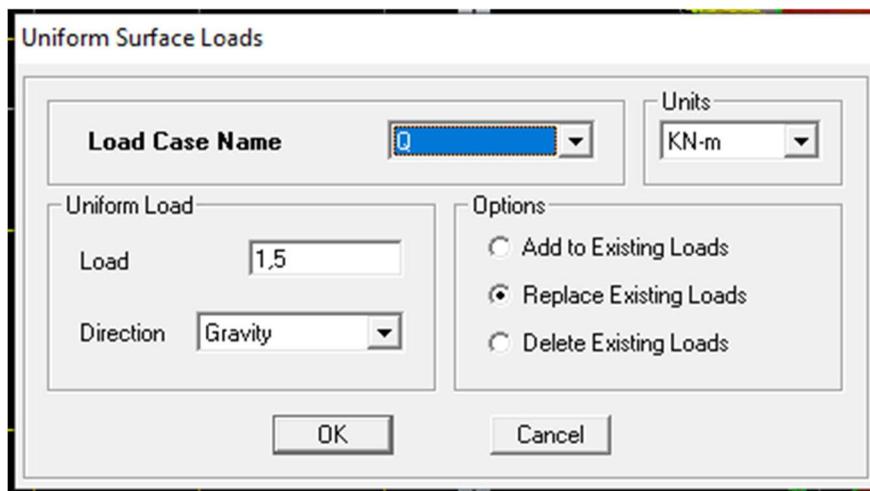


Figure IV.4: chargement des plancher.

Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

- **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec $\rightarrow \beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G \pm Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combination** → **Add New Combo**

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Figure IV.5 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans le sol, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign → **Joint/Point** → **Restraints**

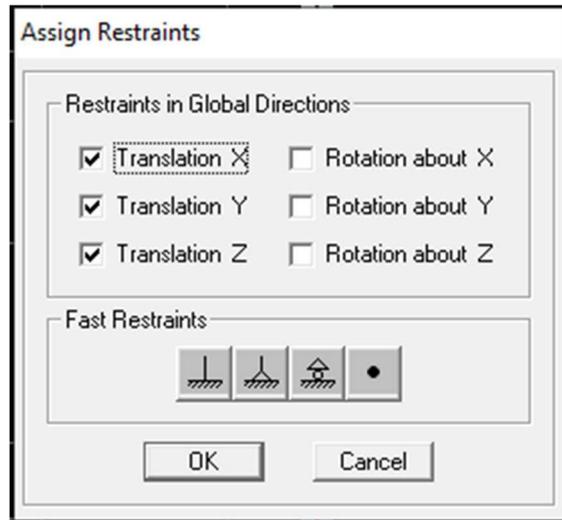


Figure IV.6 : Encastrement des appuis.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de **β (0,2 dans notre cas)** suivant la nature de la structure.

• **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Diaphragm → Add New Diaphragm

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

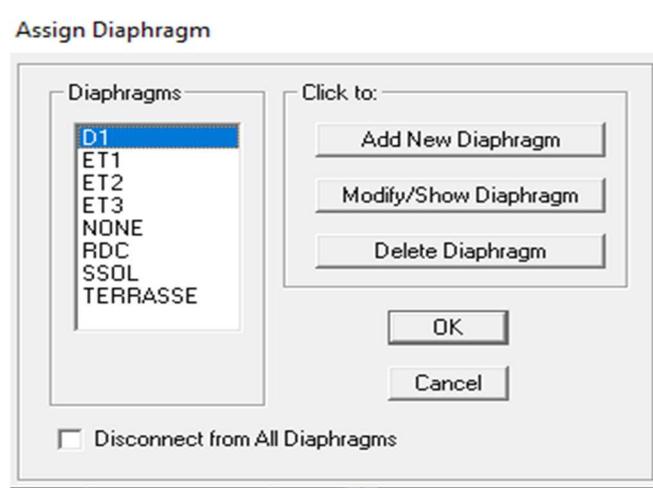


Figure IV.7 : le diaphragme.

- **Analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

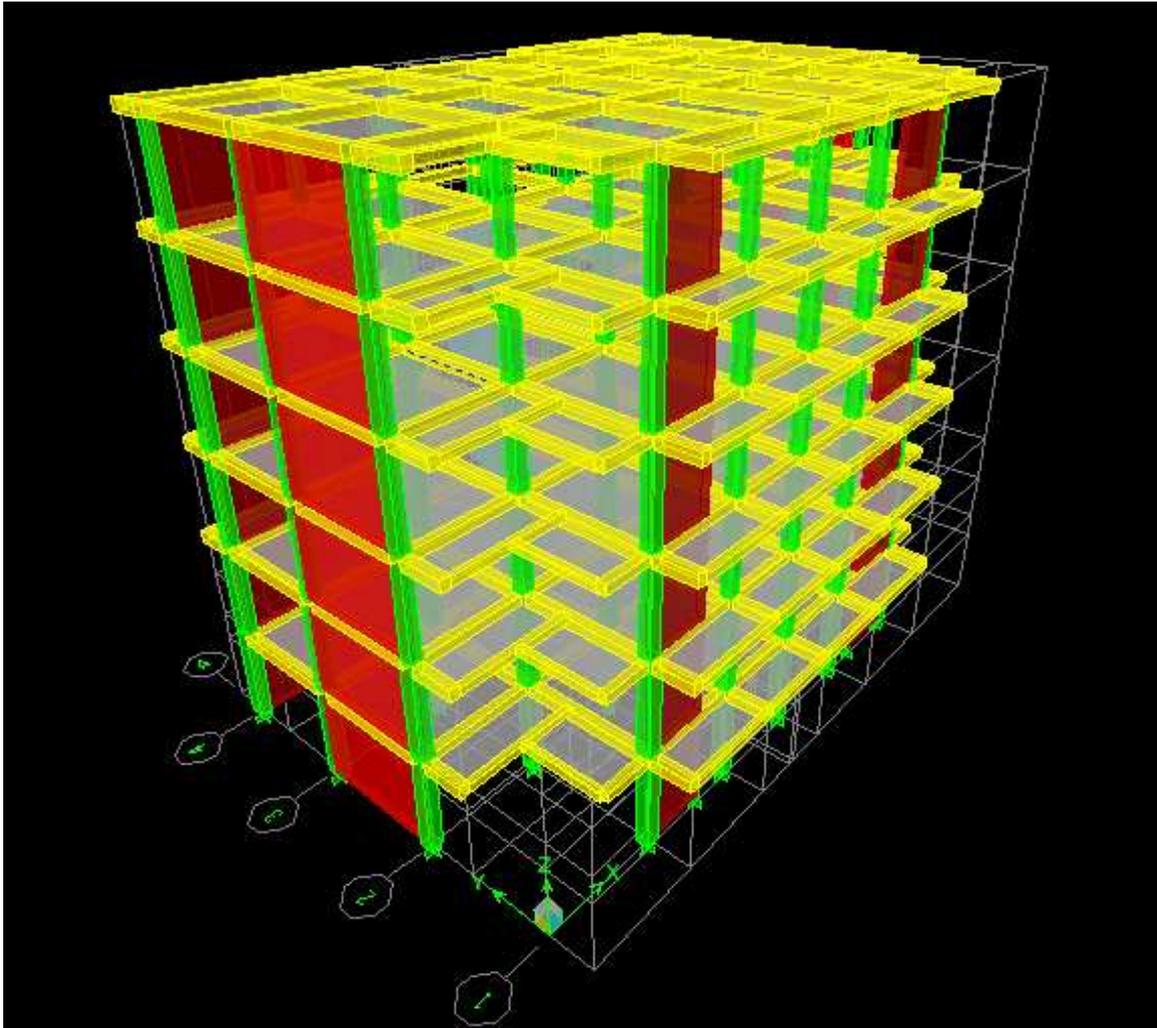


Figure IV.8 : Modèle 3D de la structure.

IV.4. Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003:

1. Vérification des modes de vibration :

Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
1	0,730074	73,3415	0,0000	0,0000	0,1014
2	0,682246	0,0000	72,6433	0,0000	0,0000
3	0,538458	0,1032	0,0000	0,0000	71,9325
4	0,216640	13,6424	0,0000	0,0000	0,0021
5	0,197552	0,0000	14,6487	0,0000	0,0000
6	0,144153	0,0126	0,0000	0,0000	15,6412
7	0,098751	6,0798	0,0000	0,0000	0,0044
8	0,089790	0,0000	6,2342	0,0000	0,0000
9	0,062061	0,0200	0,0000	0,0000	6,0415
10	0,056754	2,1099	0,0000	0,0000	0,0089
11	0,052474	0,1989	0,0000	0,0000	0,0502
12	0,051930	0,0000	2,9538	0,0000	0,0000
13	0,049279	1,0815	0,0000	0,0000	0,1646
14	0,046341	0,1364	0,0000	0,0000	0,0969
15	0,046096	0,0000	0,0020	0,0000	0,0000
16	0,044492	0,0686	0,0000	0,0000	0,0986
17	0,043501	0,1028	0,0000	0,0000	0,3630
18	0,043419	0,0000	0,2608	0,0000	0,0000

Figure IV.9 : vérification des modes de vibration.

- 1^{er} mode est une translation suivant xx' : $U_x = 73,3415 \% > 50\%$ Condition vérifiée
- 2^{ème} mode est une translation suivant yy' : $U_y = 72,6433 \% > 50\%$ Condition vérifiée
- 3^{ème} mode est une rotation suivant zz' : $R_z = 71,9325 \% > 50\%$ Condition vérifiée

2. Vérification de la participation massique :

Mode	SumUX	SumUY	SumUZ
1	73,3415	0,0000	0,0000
2	73,3415	72,6433	0,0000
3	73,4447	72,6433	0,0000
4	87,0871	72,6433	0,0000
5	87,0871	87,2920	0,0000
6	87,0998	87,2920	0,0000
7	93,1795	87,2920	0,0000
8	93,1795	93,5262	0,0000
9	93,1996	93,5262	0,0000
10	95,3095	93,5262	0,0000
11	95,5084	93,5262	0,0000
12	95,5084	96,4800	0,0000
13	96,5899	96,4800	0,0000
14	96,7263	96,4800	0,0000
15	96,7263	96,4820	0,0000
16	96,7948	96,4820	0,0000
17	96,8976	96,4820	0,0000
18	96,8976	96,7429	0,0000

Figure IV.10: vérification des modes de vibration.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode suivant x et à partir du 8^{ème} mode suivant y:

- SUM $U_x = 93,1795 > 90\%$ Condition vérifiée.
- SUM $U_y = 93,5262 > 90\%$ Condition vérifiée.

3. vérification de l'effort normale réduit au niveau des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / Analysis results / frame output / Frame Forces / column forces.**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
980,65	0,40	0,24	C.V
571,10	0,35	0,18	C.V
112,91	0,30	0,05	C.V

Tableau IV.1. : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

4. Vérification de l'excentricité : (Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

- **Suivant X-X :** $|CM - CR| \leq 5\% LX \rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 19,60 = \mathbf{0,980\ m}$
- **Suivant Y-Y :** $|CM - CR| \leq 5\% Ly \rightarrow |CM - CR| \leq 0,05 \times 11,9 = \mathbf{0,595\ m}$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	Ex	Ey
04	9,800	6,144	9,800	6,387	00	-0,243
03	9,800	6,020	9,800	6,437	00	-0,417
02	9,800	6,154	9,800	6,412	00	-0,258
01	9,800	6,154	9,800	6,351	00	-0,197
RDC	9,800	6,159	9,800	6,270	00	-0,111
S-SOL	9,800	5,793	9,800	6,154	00	-0,361

Tableau IV.2 : Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure.

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.....**Condition vérifiée.**

5. Justification du système de contreventement :

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ **Sous charges verticales :**

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$$

- **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14,9716	-8,2866
End Point	15,6457	-8,343

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3371	-8,3148	0,	359,8943

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-2,800E-12	2,308E-11	14088,9204	2,807E-12	-2,347E-11	-13511,613
Moment	206950,189	-132940,49	2,533E-10	-198141,55	127493,73	-2,577E-10

Close Refresh

Figure IV.11 : Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base.

• Charges verticales reprise par les voiles :

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0,0538	29,1882	2177,86	0,0538	-29,1882	-2049,34
Moment	28992,6811	-20555,42	276,2052	-27206,7	19342,5409	-276,2052

Figure IV.12 : Charges verticales reprise par les voiles .

- Charges verticales reprises par les voiles = **15,46 %**
- Charges verticales reprises par les portiques = **84,54 %**

➤ **Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y) :

Sens x-x :

• **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z
Force	786,7581	1,4736	6,393E-11	786,7581	1,4736	6,365E-11
Moment	18,9613	10124,7607	12316,5689	18,9613	10124,7607	12316,5689

Figure IV.13: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques.

- Charges horizontales reprise par les voiles :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14,8586	-8,5125
End Point	15,3067	-8,569

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,2241	-8,5408	0,	359,8927

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	548,1411	1,0266	4,573E-05	548,1411	1,0266	4,573E-05
Moment	11,603	6195,8581	8458,1104	11,603	6195,8581	8458,1104

Close Refresh

Figure IV.14 : Charges horizontales reprise par les voiles .

- Effort horizontal repris par les voiles = **74,25 %**
- Effort horizontal repris par les portiques = **25,75 %**

Sens y-y :

- Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14,9716	-8,2866
End Point	15,0808	-8,2866

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,0546	-8,2866	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,177E-03	821,4995	8,046E-12	1,177E-03	821,4995	7,808E-12
Moment	10607,621	2,872E-03	9054,8713	10607,621	2,872E-03	9054,8713

Close Refresh

Figure IV.15: Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques .

- Charges horizontales reprise par les voiles :

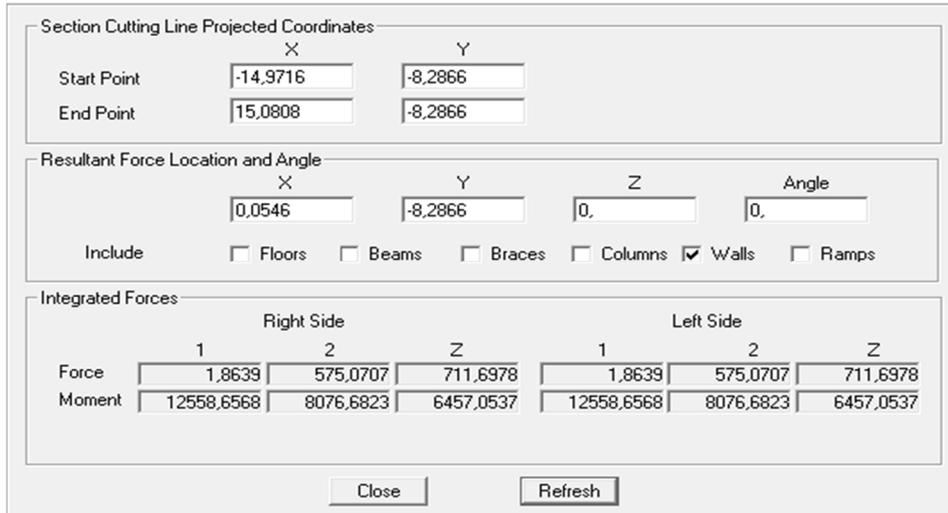


Figure IV.16 : Charges horizontales reprise par les voiles.

- Effort horizontal repris par les voiles = **70,00 %**
- Effort horizontal repris par les portiques = **30,00 %**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales ; et les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système contreventement mixte avec interaction voiles-portiques (R = 5)**.

6. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1 RPA 99).

Groupe d'usage : 2
Zone IIa

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right\} A = 0.15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

W : poids total de la structure. → **W = 14088.92 KN**

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 0,73s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,81$

D'où :

$$D = 1,57$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q=1+ΣPq**

Critères q	Observé/non	p _q
1. condition minimales sur les files de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau IV.3 : Critères du facteur de qualité.

$$Q = 1,20$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,57 \times 1,20}{5} \times 14646,99$$

$$V = 827,84 \text{ KN.}$$

Sens	VMSE (KN)	0.8VMSE(KN)	Vt(KN)	Observation
X	827,84	662,27	786,76	C.V
Y			821 ,50	C.V

Tableau IV.4 : Vérification de l’effort tranchant à la base.

7. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis les déformations) :

Selon l’article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
Et4	0,0133	5	0,0665	0,0105	0,0306	C.V
Et3	0,0112	5	0,0560	0,0120	0,0306	C.V
Et2	0,0088	5	0,0440	0,0130	0,0306	C.V
Et1	0,0062	5	0,0310	0,0140	0,0306	C.V
RDC	0,0034	5	0,0170	0,0115	0,0306	C.V
S-Sol	0,0011	5	0,0055	0,0055	0,0306	C.V

Tableau IV.5 : Les déplacements latéraux des étages sens(x-x).

Sens Y :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
Et4	0,0123	5	0,0615	0,0105	0,0306	C.V
Et3	0,0102	5	0,0510	0,0110	0,0306	C.V
Et2	0,0080	5	0,0400	0,0125	0,0306	C.V
Et1	0,0055	5	0,0275	0,0125	0,0306	C.V
RDC	0,0030	5	0,0150	0,0100	0,0306	C.V
S-Sol	0,0010	5	0,0050	0,0050	0,0306	C.V

Tableau IV.6 : Les déplacements latéraux des étages sens (y-y).

8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : (Art 5.9 RPA 99/version 2003)

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K,

V_k : effort tranchant de l'étage k,

h_k : hauteur de l'étage K,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Si **0.1 < θ_k < 0.2** : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/(1- θ_k).

Si **θ_k > 0.2** : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h _k (m)	Sens X			Sens Y		
			V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k	V _k (Kn)	Δ _k (m)	θ _k
Et4	2256,31	3,06	243,80	0,0105	0,03	257,37	0,0105	0,03
Et3	4722,66	3,06	419,18	0,0120	0,04	441,13	0,0110	0,03
Et2	7189,01	3,06	568,23	0,0130	0,05	596,21	0,0125	0,04
Et1	9655,35	3,06	677,87	0,0140	0,06	709,48	0,0125	0,05
RDC	12196,29	3,06	750,29	0,0115	0,06	783,25	0,0100	0,05
S-Sol	14646,99	3,06	786,76	0,0055	0,03	821,50	0,0050	0,003

Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens.

θ_k < 0,1 dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

9. Déplacement maximal (la flèche) :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f=la flèche admissible.

h_t= la hauteur totale du bâtiment

$$f = \frac{18,36}{500} = 0,036 \text{ m}$$

Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal x-x :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots

Une fenêtre s'affichera et elle doit être rempli comme indiqué sur l'image :

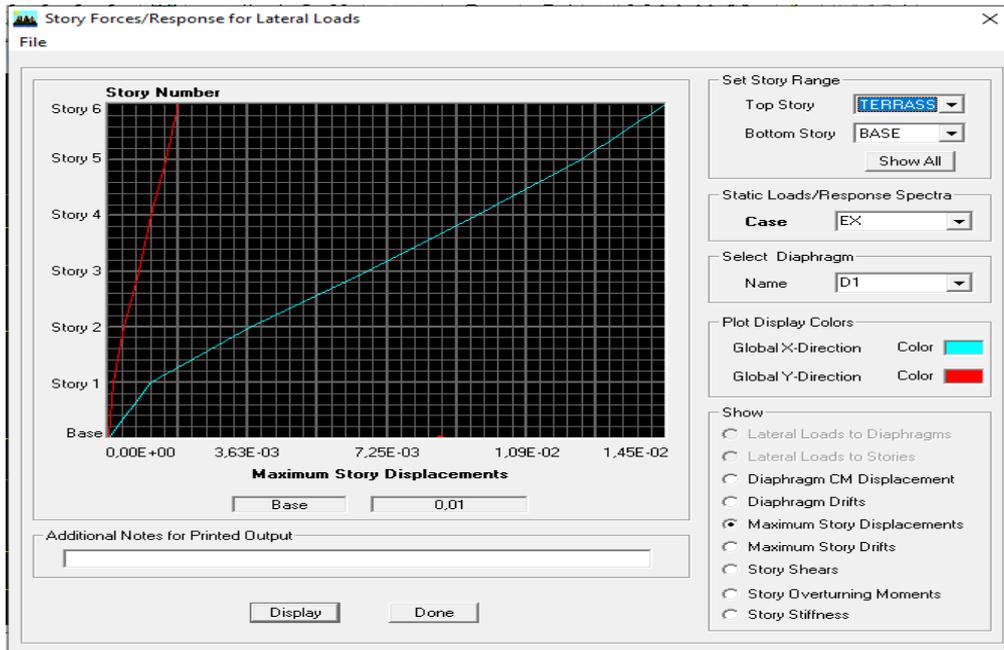


Figure IV.17 : Déplacement max suivant X.

- Dans le sens transversal y-y :

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement

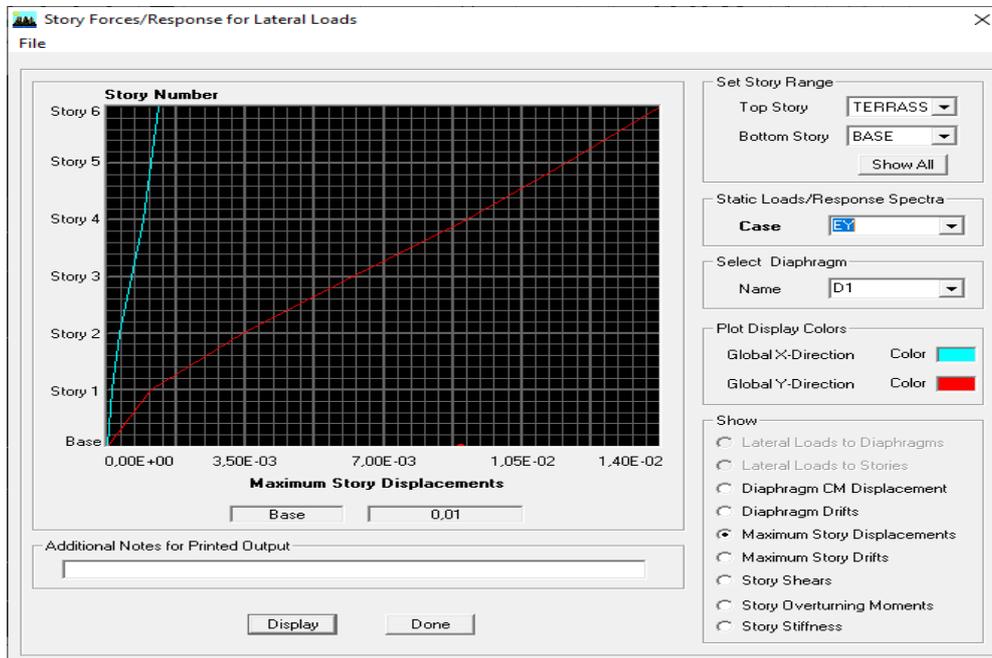


Figure IV.18: Déplacement max suivant Y

• Résultats trouvés :

- Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,036 \text{ m}$$

- **Déplacement maximal dans le sens y-y :**

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,036 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. → **Condition vérifiée**

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Chapitre V :
Ferraillage des éléments
structuraux

V.1.FERRAILLAGE DES POUTRES :**INTRODUCTION :**

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q \rightarrow$ ELU
- $G+Q \rightarrow$ ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA2003
- $0.8G\pm E \rightarrow$ RPA2003

V.1.1.Recommandation de RPA version 2003:**1. Armatures longitudinales (RPA 99/2003Art.7.5.2.1):**

1) Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

2) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$.

3) La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).

4) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

5) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2. Armatures transversales : (RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):

1) La quantité d'armatures minimale et données par :

$$A_{\min} = 0.003 .S_t .b$$

2) L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4; 12 \varnothing)$; en zone nodale.

$S_t \leq h/2$; en dehors de la zone nodale (courante).

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.1.2. Calcul des armatures:

- Calcul du moment réduit « μ » :

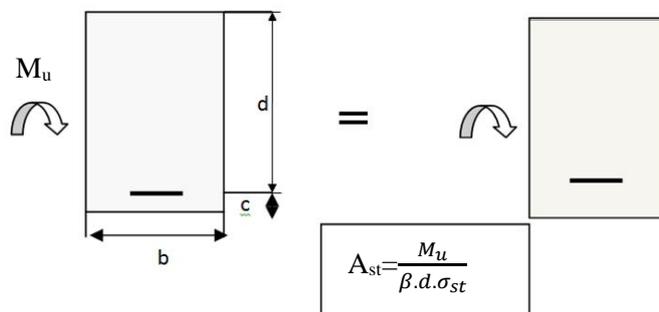
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

a) Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et à **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

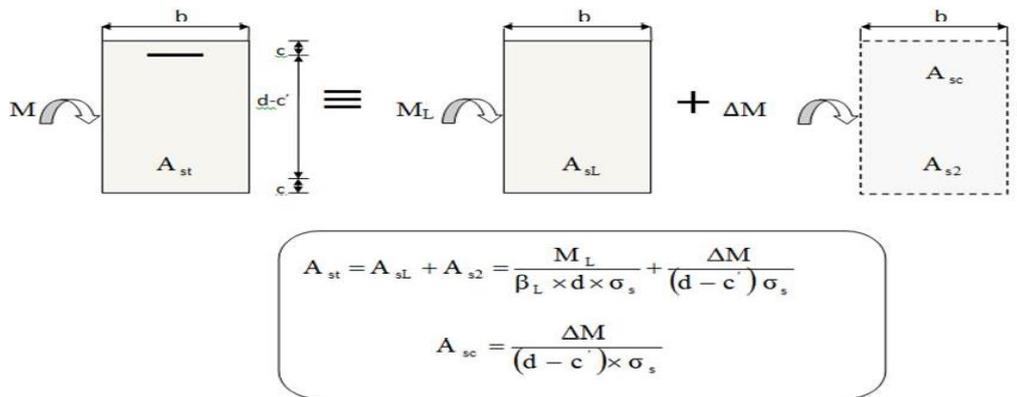
- Si $\mu \leq \mu_l$ **Section simplement armée (SSA)**



Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



$$\Delta M = M_u - M_L$$

$$M_L = \mu_L \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

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

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessus.

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Exemple de calcul : Poutre principale 30 x 40 (**ZONE I**)

Les sollicitations : M_t M_a

- $M_t = 28,313$ KN m
 - $M_a = -53,705$ KN m
- } **ELU, (0.8G+EY) et (G+Q+EY)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$f_{bc} = 21,7$ MPa , $\sigma_{st} = 400$ MPa (situation accidentelle)

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{53,705 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 21,7} = 0,076 < \mu_l = 0.379$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.960$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53,705 \times 10^3}{0.960 \times 33 \times 400} = \mathbf{4,24 \text{ cm}^2}$$

• **En Travee :**

$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ (situation durable)

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{28,313 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

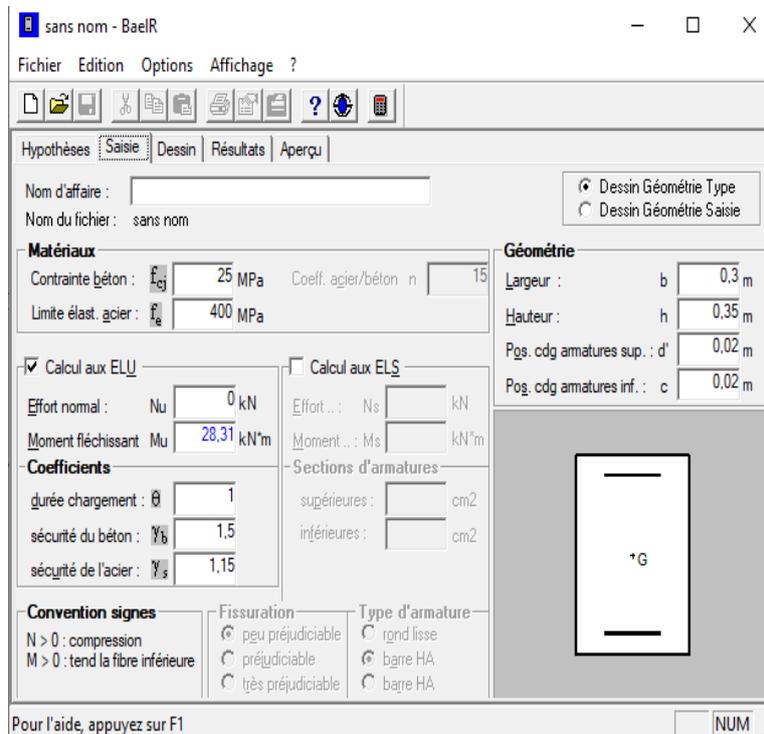
$$\mu_u = 0,062 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,968$$

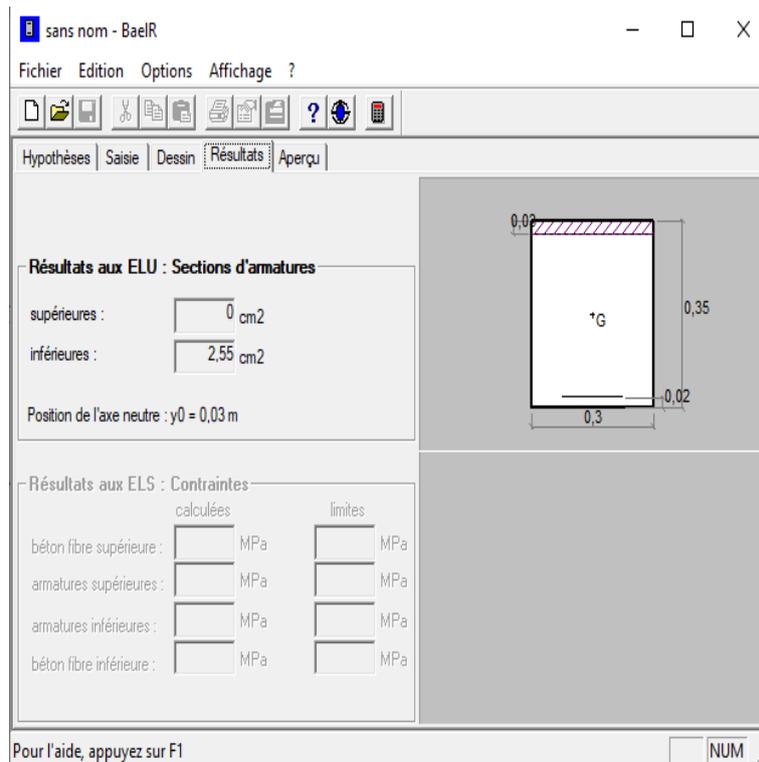
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,313 \times 10^3}{0,968 \times 33 \times 348} = 2,55 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fera en situation la plus défavorable :

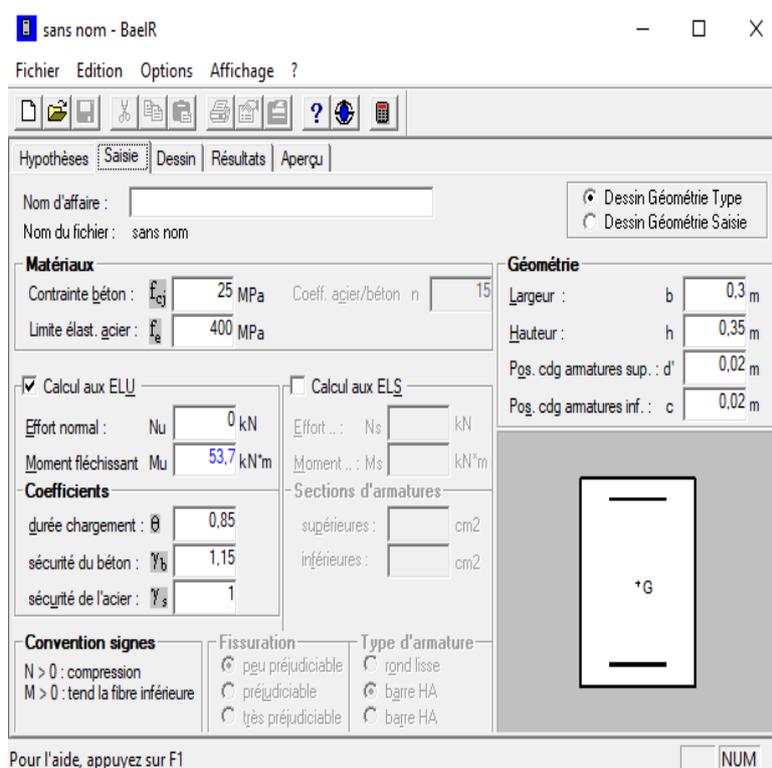
Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

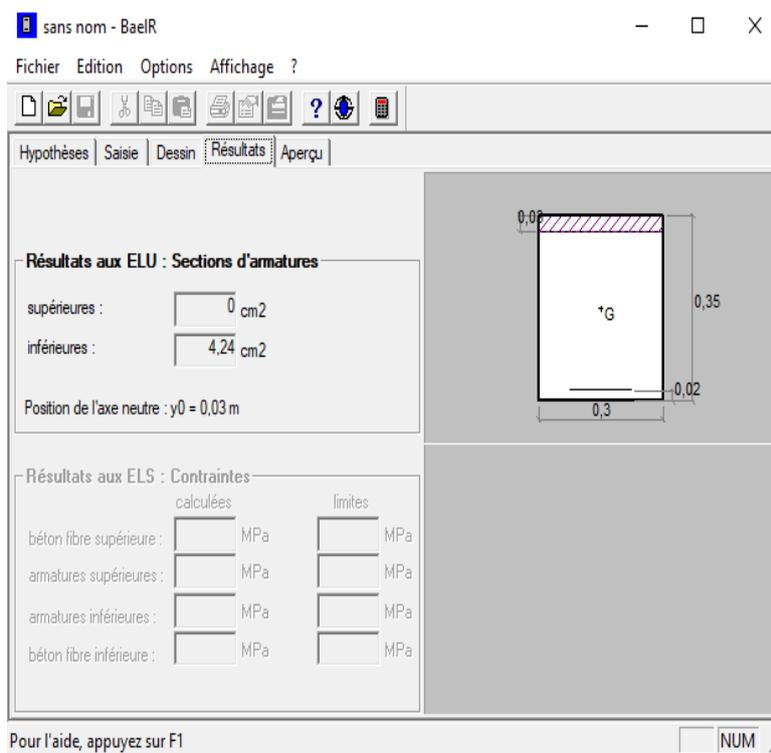
• **Situation courante :**





- Situation accidentelle :





a) Poutres principales :

- Poutres principales non adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	A _{min}	A _s adoptée	
ZONE I	Mt=28,313	ELU	SSA	2,55	5,25	6,03	3HA16
	Ma=-53,705	G+Q+Ey	SSA	4,24		6,03	3HA16
ZONE II	Mt=26,698	ELU	SSA	2,4		6,03	3HA16
	Ma=-57,425	G+Q-Ey	SSA	4,55		6,03	3HA16
ZONE III	Mt=26,773	ELU	SSA	2,41		6,03	3HA16
	Ma=-40,41	G+Q+Ey	SSA	3,16		6,03	3HA16

Tableau V.1.1 : Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles.

- Poutres principales adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	A _{min}	A _s adopté	
ZONE I	Mt=78,39	0,8G+Ey	SSA	6,32	5,25	6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-101,276	G+Q+Ey	SSA	8,34		9,42	3HA16 + 3HA12
ZONE II	Mt=77,668	0,8G+Ey	SSA	6,26		6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-104,315	G+Q+Ey	SSA	8,61		9,42	3HA16 + 3HA12
ZONE III	Mt=38,108	0,8G+Ey	SSA	2,97		6,88	3HA14 + 2HA12
	Ma=-64,271	G+Q+Ey	SSA	5,15		9,42	3HA16 + 3HA12

Tableau V.1.2: Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles.

- b) Poutres secondaires :

- Poutres secondaires non adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	A _{min}	A _s adoptée	
ZONE I	Mt=21,787	0,8G+Ex	SSA	2	3,75	4,62	3HA14
	Ma=-23,862	G+Q+Ex	SSA	2,2		4,62	3HA14
ZONE II	Mt=21,912	G+Q-Ex	SSA	2,01		4,62	3HA14
	Ma=-26,081	G+Q-Ex	SSA	2,41		4,62	3HA14
ZONE I	Mt=12,901	G+Q+Ex	SSA	1,17		4,62	3HA14
	Ma=-20,482	ELU	SSA	1,36		4,62	3HA14

Tableau V.1.3 : Ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles.

- Poutres secondaires adhérents aux voiles :

	Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	A _{min}	A _s adopté	
ZONE I	Mt=47,967	0,8G+Ex	SSA	4,56	3,75	4,62	3HA14
	Ma=-60,069	G+Q+Ex	SSA	5,82		6,88	3HA14 + 2HA12
ZONE II	Mt=46,208	0,8G+Ex	SSA	4,39		4,62	3HA14
	Ma=-63,988	G+Q+Ex	SSA	6,24		6,88	3HA14 + 2HA12
ZONE III	Mt=21,827	G+Q-Ex	SSA	2		4,62	3HA14
	Ma=-43,082	G+Q+Ex	SSA	4,07		6,88	3HA14 + 2HA12

Tableau V.1.4: Ferrailage des Poutres secondaire adhérents aux voiles.

V.1.3. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Poutres principales de (30x40) : $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x30): $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99) :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Poutres	Poutre principales		Poutres secondaires	
	Non adhérentes aux voiles	Adhérentes aux voiles	Non adhérentes aux voiles	Adhérentes aux voiles
Tu (N)	76,22 x10 ³	96,54 x10 ³	29,92 x10 ³	58,89 x10 ³
b (mm)	300	300	250	250
d (mm)	380	380	280	280
τ_u (MPa)	0,67	0,85	0,43	0,84
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	3,33	3,33	3,33
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.1.5 : Vérification aux cisaillements.

3. Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que : $T_u \leq \overline{T_u} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

	Tu (KN)	$\overline{T_u}$ (KN)	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	594	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	594	C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	420	C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	420	C.V

Tableau V.1.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$A_s > T_u - \frac{M_u}{0.9d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

	Tu (KN)	Mu (KN.m)	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	57,425	-117,13 < 0	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	104,315	-254,68 < 0	C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	23,862	-64,77 < 0	C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	63,988	-195,03 < 0	C.V

Tableau V.1.7 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

→ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5. Vérification d'adhérence et de l'entrainement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales non adhéres aux voiles : $(3 \times 16) \times \pi = 150,72 \text{ mm}$

Poutres principales adhéres aux voiles: $(3 \times 16 + 3 \times 12) \times \pi = 263,76 \text{ mm}$

Poutres secondaires non adhéres aux voiles : $(3 \times 14) \times \pi = 131,88 \text{ mm}$

Poutres secondaires adhéres aux voiles : $(3 \times 14 + 2 \times 12) \times \pi = 207,24 \text{ mm}$

	Tu (KN)	τ_{se} (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	Observation
Poutres principales non adhéres aux voiles	76,22	1,70	3,15	C.V
Poutres principales adhéres aux voiles	96,54	1,23		C.V
Poutres secondaires non adhéres aux voiles	29,92	0,90		C.V
Poutres secondaires adhéres aux voiles	58,89	1,13		C.V

Tableau V.1.8 : Vérification de l'entraînement des barres.

6. Ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour $\phi = 12\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$
 Pour $\phi = 14\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \rightarrow L_s = 50 \text{ cm}$
 Pour $\phi = 16\text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_c car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour $\phi = 12\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm.}$
 Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm.}$
 Pour $\phi = 16\text{mm}$ $L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 60 = 24\text{cm.}$

V.1.4. Calcul des armatures transversales :

a. Calcul des espacements :

- Poutres principales :

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (35/4 ; 12 \times 1,6) = \min (8,75 ; 19,2)$$

Soit : $St = 8 \text{ cm.}$

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

- Poutres secondaire :

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1,4) = \min (7,5 ; 16,8)$$

Soit : $St = 7 \text{ cm.}$

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 15 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm.}$

b. Diamètre des armatures transversales :**• Poutres principales :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{350/35 ; 12 ; 300/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{10 ; 12 ; 30\}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Poutres secondaire :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \{h/35 ; \phi 1 ; b/10\} \quad \phi t \leq \min\{300/35 ; 12 ; 250/10\}$$

$$\phi t \leq \min\{8,57 ; 12 ; 25\}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

c. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée : $L' = 2xh$.

- **Poutre principale :** $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.
- **Poutre secondaire :** $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$.

d. Pourcentage minimum des armatures transversales :

Il faut vérifier que : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.003 \cdot St \cdot b$

- **Poutre principale :** $A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$
- **Poutre secondaire :** $A_{\text{min}} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

V.1.5. Vérifications à l'ELS:**1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

a. Poutres principales :

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t=20,363$	6,88	3,90	102,1	15	348
	$M_a=-28,929$	9,42	5,00	107,8		
ZONE II	$M_t=19,389$	6,88	3,71	97,2		
	$M_a=-29,794$	9,42	5,15	111,0		
ZONE III	$M_t=19,555$	6,88	3,74	98,0		
	$M_a=-26,547$	9,42	4,59	98,9		

Tableau V.1.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP)

b. Poutres Secondaires :

	M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t=13,499$	4,62	4,38	118,4	15	348
	$M_a=-16,044$	6,88	4,58	96,7		
ZONE II	$M_t=14,639$	4,62	4,75	128,4		
	$M_a=-14,993$	6,88	4,28	90,3		
ZONE III	$M_t=8,253$	4,62	2,68	72,4		
	$M_a=-15,006$	6,88	4,28	90,4		

Tableau V.1.10: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

→ Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

3. Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} », on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens.

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

a. Poutres principales: L = 414 cm

	f (cm)	\bar{f} (cm)	OBS
Zone I	0,04545	0,828	CV
Zone II	0.04581		CV
Zone III	0.05435		CV

Tableau V.1.11: Vérification de la flèche (PP).

b. Poutres secondaires: L = 365 cm

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.00728	0.73	CV
Zone II	0.01051		CV
Zone III	0.01316		CV

Tableau V.1.12: Vérification de la flèche (PS).

→ La flèche est vérifiée.

V.2.Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

V.2.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

1) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12[cm]**.
- longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{min}$ zone II_A
- La distance entre les barres longitudinales, dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_A.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

➤ Le pourcentage minimal d'armatures sera **0,8% × b × h** (en zone II_A) :

- Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6%×b×h** (en zone II_A) :

- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96,0 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54,0 \text{ cm}^2$

➤ Le pourcentage maximal en zone courante sera **3%×b×h** (en zone II_A) :

- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.03 \times 40 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.03 \times 35 \times 35 = 36.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.03 \times 30 \times 30 = 27 \text{ cm}^2$

V.2.2.Calcul des armatures à l'ELU :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.08 \frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec :

μ : moment réduit

a. 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

b. 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$
 $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A'_s = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d-c') - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

a. 1^{er} cas :

Si : $N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} \qquad A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

b. 2^{eme} cas :

Si : $N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$ → la section est simplement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \qquad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}} \qquad A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{S_i}$$

Avec :

$$\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ → excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de

forme. la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

- **Zone I** : S-Sol ; RDC (poteaux 40×40)
- **Zone II** : 1^{er} ; 2^{ème} , 3^{ème} , étage (poteaux 35×35)
- **Zone III** : 4^{ème} étage (poteaux 30×30)

Exemple de calcul : Poteaux 40×40

b = 40 cm; h = 40 cm ; d = h-c = 37 cm ; c = 3 cm

Les sollicitations : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$M_{\text{cor}} = 7,639 \text{ KN.m}$

$N_{\min} = 540,22 \text{ KN}$ (N effort de traction)

} **Situation accidentelle (0,8 G+Ev)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,637}{540,22} = 0,014 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,17 \text{ m}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0,156 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,637}{540,22} = 0,014 \text{ m} \\ \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,17 \text{ m} \\ g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0,156 \text{ m} \end{array} \right\} e_u < \frac{h}{2} - c \implies \text{Section entièrement tendue}$$

La section d'armature :

$$A_{S_{\text{inf}}} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}}$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{S_{\text{inf}}} = \frac{540,22 \times 10^3 \times 156}{(370-30)400} = 619,66 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{S_{\text{inf}}} = 6,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{S_i}$$

$$A_{S_{\text{sup}}} = \left(\frac{540,22 \times 10^3}{400}\right) - 619 = 731,55 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{S_{\text{sup}}} = 7,31 \text{ cm}^2$$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

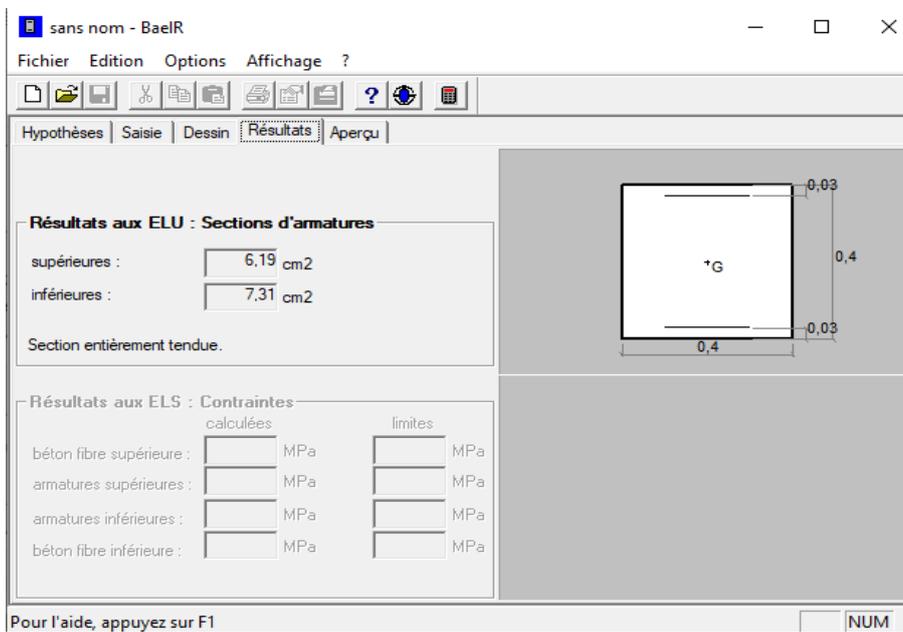
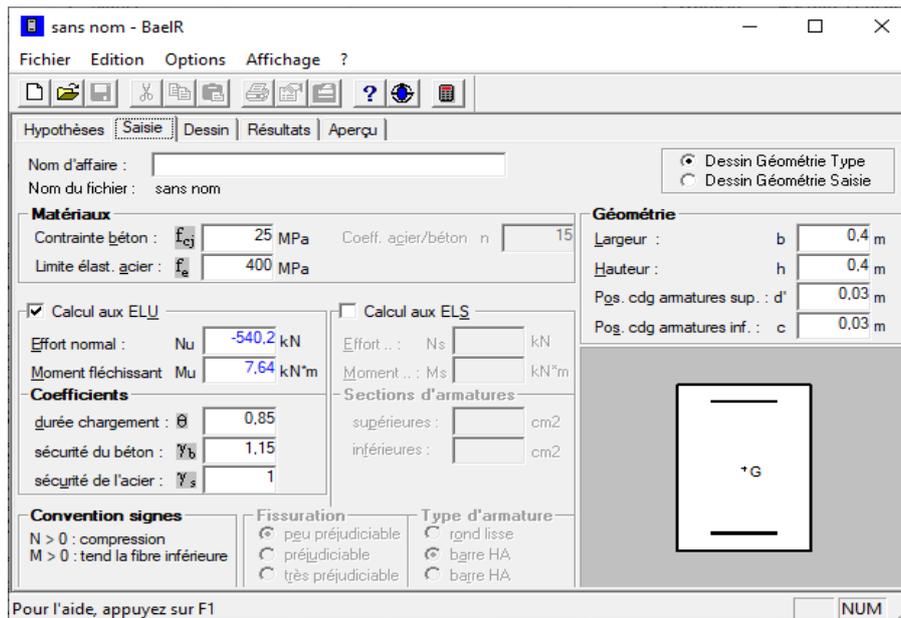
Convention de signe : (effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

b= 0.40 m ; h= 0.40 m ; c =0.03 m ; Situation accidentelle

Les sollicitations: $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$



Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (**Tableau VI.2**) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	sollicitation	combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	Choix A (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	ELU	-1186,26	-0,89	SEC	0	0	8HA16
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	540,22	7,639	SET	6,19	7,31	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-462,83	-66,783	SEC	0	0	
Zone II	N _{max} → M _{cor}	ELU	-733,96	1,221	SEC	0	0	8HA14
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	61,63	1,234	SET	0,68	0,86	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-250,19	-56,783	SPC	0	0,77	
Zone III	N _{max} → M _{cor}	ELU	-152,97	-3,887	SEC	0	0	8HA12
	N _{min} → M _{cor}	0,8G+Ey	27,78	-0,703	SET	0,34	0,46	
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+Ey	-71,96	-33,26	SPC	0	1,58	

Tableau V.2.1: Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau ci-dessous (Tableau VI.3) résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
40×40	8HA16= 16,08	12,8	CV
35×35	8HA14 = 12,31	9,8	CV
30×30	8HA12 = 9,05	7,2	CV

Tableau V.2.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

2) Armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

a. Espacement des armatures transversales:

Selon l'article 7.4.22 du RPA99 modifié 2003 ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t \leq \min\{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_1 \} = \min\{ 15 ; 15 ; 12 \}$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t = 10\text{cm}$

b. La section d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \quad \rightarrow \quad A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

Tu : effort tranchant de calcul.

ht : hauteur totale de la section brute.

fe : 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'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$) ; I_0 : hauteur libre du poteau.

- Poteau (40×40) : $\lambda_g = 5,35$
 - Poteau (35×35) : $\lambda_g = 6,12$
 - Poteau (30×30) : $\lambda_g = 7,14$
- } $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm ²)
		St = 10cm
Zone I	46,08	0,72
Zone II	42,09	0,75
Zone III	23,07	0,48

Tableau V.2.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone

c. La quantité d'armatures transversales minimale:

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_{min} = S_t \times b \text{ en } \%$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Zone (I, II et III) : $\lambda_g > 5 \rightarrow A_{min} = 0.003 S_t \times b$

	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Observation
Zone I	1,2	2,01	C.V
Zone II	1,05	2,01	C.V
Zone III	0,9	2,01	C.V

Tableau V.2.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées.

On opte pour :

Zone I : 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

Zone II: 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

Zone III : 2 cadres $\varphi 8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

d. Longueur de recouvrement :

Pour le $\varphi 16 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 14 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 12 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

V.2.4.Vérifications à l'ELU:

• Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{ct28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I, II et III) : $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	0.311	1.875	C.V
Zone II	0.375	1.875	C.V
Zone III	0.284	1.875	C.V

Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.2.5.Vérifications à l'ELS:

1. Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow N_s, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE}$$

	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A_{min} (cm ²)
Zone I	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-864,59	-0,715	4,39
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-177,05	-1,337	4,39
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-447,86	28,932	4,42
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-535,31	0,841	3,32
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-47,01	-3,579	3,40
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-69,29	25,039	3,45
Zone II	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-111,92	-2,814	2,41
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-15,87	-4,798	2,49
	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	-44,81	-11,46	2,48

Tableau V.2.6 : Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l'ELS.

$A_s > A_{min}$ Condition vérifiée.

2. Etat limites d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

3. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

	solicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)		σ _{st} (MPa)		σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	N _{max} →M _{cor}	-864,59	-0,715	16,08	16,08	4,19	4,11	62,8	61,8	15	348
	N _{min} →M _{cor}	-177,05	-1,337	16,08	16,08	0,93	0,77	13,7	11,8		
	M _{max} →N _{cor}	-447,86	28,932	16,08	16,08	3,73	0,51	53,2	11,3		
Zone II	N _{max} →M _{cor}	-535,31	0,841	12,31	12,31	3,43	3,25	51,3	49,5		
	N _{min} →M _{cor}	-47,01	-3,579	12,31	12,31	0,6	0	8,27	0,58		
	M _{max} →N _{cor}	-69,29	25,039	12,31	12,31	3,01	0	36,5	-47,1		
Zone III	N _{max} →M _{cor}	-111,92	-2,814	9,05	9,05	1,35	0,56	19,1	9,58		
	N _{min} →M _{cor}	-15,87	-4,798	9,05	9,05	0,95	0	11,1	-14,6		
	M _{max} →N _{cor}	-44,81	-11,46	9,05	9,05	2,31	0	27,3	-31,8		

Tableau V.2.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

→ Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

V.3.Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire à des sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles nous avons constatés qu'il est possible d'adopter le même ferrailage.

➤ Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\Rightarrow \begin{cases} ELU: 1.35G + 1.5Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA révisé 2003 $\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

➤ Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree sa base ; il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court $\frac{h}{l} < 1.5$

V.3.1.Ferrailages des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{B} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : inertie du voile.

V : bras de levier ($V = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) \quad (\text{Art -7-7-4. RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

2. Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée et entièrement tendue (SEC et SET) :

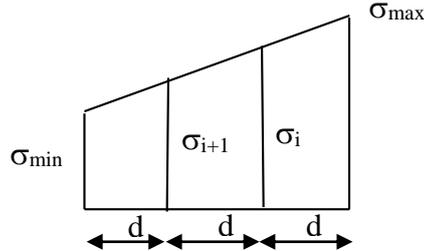


Figure V.3.1 : Diagramme des contraintes (SEC et SET)

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_i \times e_{pot}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_{i+1} \times e_v$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \times d_{i+2} \times e_v$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile.

3. Détermination des armatures :

➤ Pour une section entièrement comprimée :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile.

$\sigma_s = 348$ MPa.

1. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Avec B : section du béton comprimé

NB : Le pourcentage des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendus.

➤ **Pour une section entièrement tendue:**

2. Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = 348 \text{ MP}_a$

3. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{M}{2 \sigma_{st}} ; \frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

4. section partiellement comprimée (SPC) :

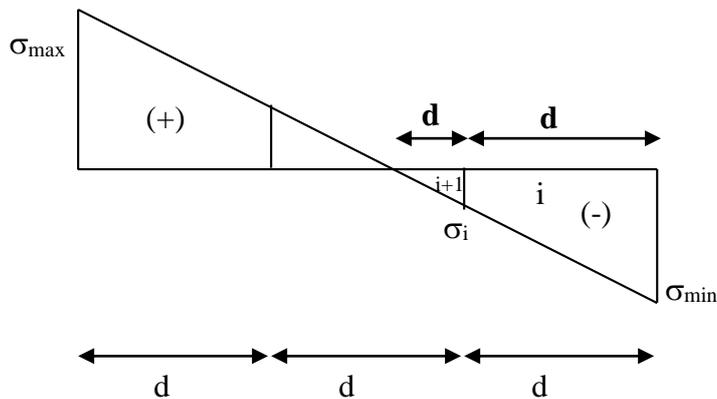


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes (SPC).

$$N_i = |\sigma_{\min}| \times e_{pot} \times d_i$$

$$N_{i+1} = |\sigma_i| \times e_v \times d_{i+1}$$

$$N_{i+2} = |\sigma_{i+2}| \times e_v \times d_{i+2}$$

e_{pot} : épaisseur du poteau.

e_v : épaisseur du voile

5. Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

6. Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 B \right)$$

7. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le RPA 99 :

$$A_H \geq 0,15 \% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H \geq 0,10 \% B \quad \text{En zone courante.}$$

- D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

8. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 . T_k \dots\dots\dots \text{Art-7-7-4-2 RPA 99}$$

T_k : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

9. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles

Elles relient 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 l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

D'après le RPA 99, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

- **Les potelets :**

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelés.

10.Ferrailage minimal :

- **D'après le BAEL 91 :** $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$
- **D'après le RPA 99 :** $A_{\min} = 0,2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Avec :

B : étant la section du béton.

V.3.2.Dispositions constructives :

- **Espacement constructive : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1,5 \times e$
- $S_t \leq 30 \text{ cm.}$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile.

- **Longueur de recouvrement : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal : (art-7-7-4-3, RPA 99)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Remarque :

Les contraintes des voiles seront tirées directement du **SAP 2000**.

V.3.3. Vérifications à l'ELS :

1. la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

2. Vérification de la contrainte au cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

a. Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99)

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

b_0 : épaisseur du voile

$d = 0,9 h$: hauteur

h : hauteur totale de la section brute.

b. Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

V.2.3. Ferrailage des voiles :

D'après nos résultats, on peut spécifier 3 zones de ferrailage ;

1) Zone I :

a. Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,2 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad d=L/2=0,6 \text{ m} \quad B= 0,24 \text{ m}^2$$

Sens longitudinal:

$$\sigma_{max} = 4631,71 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{min} = -7448,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ Dans ce cas la section est partiellement comprimée tendue.

Calcul de L_t et L_c

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{4631,71}{4631,71 + 7448,44} \times 1,20 = 0,46 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,20 - 0,46 = 0,74 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{he}{2}; \frac{2Lc}{3} \right\} = \{1,53; 0,31\}$$

Donc : on prend

- Bande 1 de longueur $d_1 = 0,31$ m (bande extrême).
- Bande 2 de longueur $d_2 = Lt - d_1 = 0,43$ m (bande centrale).

b. Détermination de « N » :

Bande1 :

$$\sigma_1 = \frac{(Lt - d_1)\sigma_{min}}{Lt} = \frac{(0,74 - 0,31) \times 7448,44}{0,74} = 4328,15 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d_1 \times e = \frac{4328,15 + 7448,44}{2} \times 0,31 \times 0,20$$

$$N_1 = 365,074 \text{ KN}$$

Bande2 :

On a $d_2 = 0,43$ m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{4328,15}{2} \times 0,43 \times 0,2$$

$$N_2 = 186,110 \text{ KN}$$

c. Calcul des armatures :

Bande1 :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{365,074}{348} \times 10 = 10,49 \text{ cm}^2$$

Bande2 :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{186,110}{348} \times 10 = 5,35 \text{ cm}^2$$

11. Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 160,46 \cdot 10^3}{400} = 617,77 \text{ mm}^2 \quad \text{avec : } \bar{T} = 1,4 \cdot Vu$$

$$A_{vj} = 6,18 \text{ cm}^2$$

12. Armatures minimales :

Bande1 :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{31 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 31 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} \geq \max\{3,25; 1,24\} = 3,25 \text{ cm}^2$$

Bande2 :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{43 \times 20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 43 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} \geq \max\{4,51 ; 1,72\} = 4,51 \text{ cm}^2$$

13. Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj1}}{4} = 10,49 + \frac{6,18}{4} = 12,03 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj2}}{4} = 5,35 + \frac{6,18}{4} = 6,89 \text{ cm}^2$$

14. Ferrailage adopté :

$$A_1 = 12,03 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 4\text{HA}14 = 12,30 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_2 = 6,89 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times 3\text{HA}14 = 9,24 \text{ cm}^2 \rightarrow$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

15. Armatures horizontales :

$$A_h = \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right)$$

$$A_h = \max \left(\frac{12,30}{4}; 0,0015 \times 20 \times 120 \right) = \max (3,07 ; 3,6) \text{ cm}^2$$

$$A_h = 3,6 \text{ cm}^2$$

Le choix de la nappe = **4HA12** = $4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement **St = 25cm**

16. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

On adopte **4HA8** ($2,01 \text{ cm}^2$) par m^2

17. Diamètre minimum :

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\emptyset \leq 2 \text{ cm}$$

V.2.4. Vérifications :

1. L'espacement des barres verticales :

Espacement : $St \leq \min (1,5 \times e, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$

$St = 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Selon le RPA : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003)

$$\tau_b = \frac{T}{e.d} = \frac{1,4 \times 160,46 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 1,04 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon le BAEL : (Art 5.1.1 /BAEL91 modifié 99)

$$\tau_b = \frac{V_u}{e.d} = \frac{160,46 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1200} = 0,74 \text{ MPa} < \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de la contrainte du béton comprimé (à l'ELS) :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A_v} = \frac{458,42 \times 10^3}{(1200 \times 200) + (15 \times 12,3 \times 10^2)} = 1,77 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,77 \text{ MPa} < 15\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)			0,30	0,30
hauteur etage (m)			3,06	3,06	3,06
L (m)			1,20	1,20	1,20
e (m)			0,20	0,20	0,20
B (m ²)			0,24	0,24	0,24
He			3,060	3,060	3,060
h			2,76	2,76	2,76
Sollicitations de calcul	T(kN)		160,460	89,420	33,240
	N _{ser} (kN)		-458,42	-335,73	-84,10
	Vu (kN)		224,644	125,188	46,536
	σ_{max} (kN/m ²)		4631,710	3093,300	2702,810
	σ_{min} (kN/m ²)		7448,440	4199,590	3586,900
	σ_s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		0,46	0,51	0,52
	L _t		0,74	0,69	0,68
	d		0,31	0,34	0,34
	d _{adopté}		0,31	0,34	0,34
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,43	0,35	0,34
	σ_1		4360,633	2137,390	1793,450
	armatures verticales	N ₁		362,22	215,03
N ₂		188,89	75,17	61,37	
A _{v1} /bande (cm ²)		10,41	6,18	4,42	
A _{v2} /bande (cm ²)		5,43	2,16	1,76	
A _{vj} (cm ²)		6,18	3,44	1,28	
A _{min}	A1/bande/nappe		11,95	7,04	4,74
	A2/bande/nappe		6,97	3,02	2,08
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{min1} /bande/nappe (cm ²)		3,22	3,56	3,61
	A _{min2} /bande/nappe (cm ²)		4,50	3,66	3,61
	A1 adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	A2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	9,24
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	ST		30	30	30
Ah	Espacement (cm)		Bande 1 10	Bande 1 10	Bande 1 10
			Bande 2 20	Bande 2 20	Bande 2 15
	AH /nappe (cm2)		3,60	3,60	3,60
At	AH adopté (cm2)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
Vérification des contraintes	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,040	0,580	0,215
	2,26 Mpa	τ_u	0,743	0,414	0,154
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	-1,774	-1,299	-0,325

Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinales.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,36	0,36	0,36
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		335,400	188,310	48,390
	N _{ser} (kN)		-477,75	-362,40	-96,56
	Vu (kN)		469,560	263,634	67,746
	σ _{max} (kN/m ²)		6257,120	3268,540	1921,570
	σ _{min} (kN/m ²)		7846,940	4343,960	2536,720
	σ _s (kN/m ²)		348,00	348,00	348,00
	L _c		0,80	0,77	0,78
	L _t		1,00	1,03	1,02
	d		0,53	0,52	0,52
	d _{adopté}		0,50	0,51	0,51
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,50	0,51	0,51
	σ ₁		3923,470	2171,980	1268,360
	N ₁		589,37	334,64	163,35
	N ₂		196,46	111,55	64,95
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,94	9,62	4,69
	A _{v2} /bande (cm ²)		5,65	3,21	1,87
	A _{vj} (cm ²)		12,91	7,25	1,86
	A1/bande/nappe		20,16	11,43	5,16
	A2/bande/nappe		8,87	5,02	2,33
A _{min}	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,59	5,41	5,43
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A1 adopté (cm ²)		24,12	12,3	9,04
	A2 adopté (cm ²)		9,24	9,24	6,78
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2*6HA16	2*4HA14	2*4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
	Bande 2	8	8	8	
Ah	AH /nappe (cm ²)		6,03	5,40	5,40
	AH adopté (cm ²)		9,42	9,42	9,42
	choix de la section		12HA10	12HA10	12HA10
At	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	τ _b = 5MPa	T _b	1,449	0,814	0,209
		T _u	1,035	0,581	0,149
	σ _{bc} = 15MPa	σ _{bc}	-1,206	-0,958	-0,258

Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles transversales.

Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure.

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

VI.1. Etude géotechnique du sol :

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique des sols la contrainte admissible du sol est

$$\sigma_s = 2bars .$$

VI.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible, 2 bars.

VI.3. Pré dimensionnement :

1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du Sous-Sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{40}{40} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

N_s : effort normal à l'ELS $\rightarrow N_s = 864,59 \text{ KN}$

$\rightarrow A \geq 2,079 \text{ m.}$

Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

2. Semelles filantes :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_s : effort normal à la base du voile

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens longitudinale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N _s (KN)	L (m)	B (m)
VL ₁	200	517,29	1,2	2,16
S= 2,59 m ²				

TableauVI.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

- Sens transversale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N _s (KN)	L (m)	B (m)
VT ₁	200	538,14	1.80	1,49
S=2,68 m ²				

TableauVI.2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).

$$S_{tot} = 5,27 \text{ m}^2$$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux:

- Hypothèse :

Une semelle est infiniment rigide engendrant 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 agissantes sur la semelle.

- Etape de calcul :

-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum Ni$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{R}$

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}}$

On fera le calcul sur fil de poteaux le plus sollicité, Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poteau	N_s (KN)	e_i (m)	M_s (KN.m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)	e (m)	q_{min} (KN/ml)	q_{max} (KN/ml)	$q_{L/4}$ (KN/ml)
C 1	301.283	-5.95	-2.589	-1792.633	0,20	139.315	169.438	161.907
C2	620.635	-1.8	-1.762	-1117.143				
C3	664.587	2,15	-0,715	1428.862				
C4	312.333	5.95	8.827	1858.381				
Somme	1898.838	/	3.761	377.467				

Tableau VI.3 : résultante des charges sous poteaux à l'ELS.

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.20 \text{ m} < \frac{L}{6} = 12.30/6 = 2.05 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

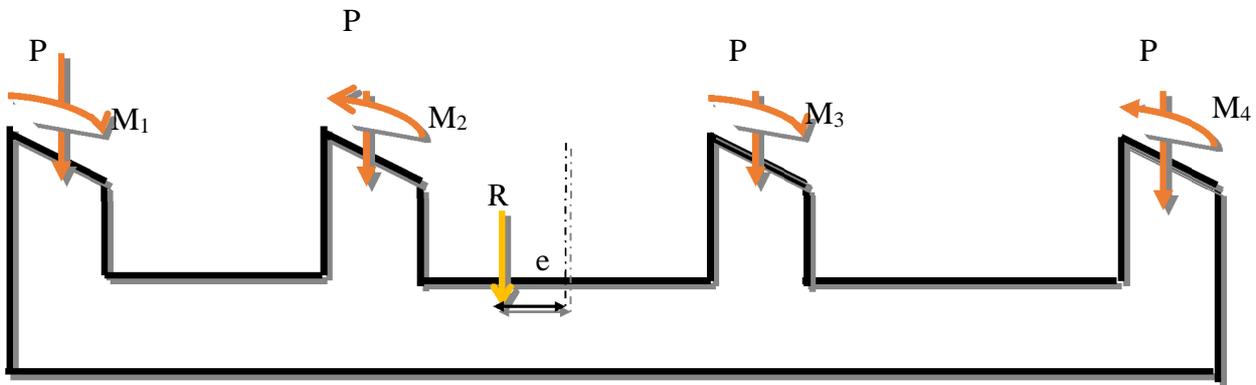


Figure VI.1 : distribution de la réaction par mètre linéaire.

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{N_s}{L_T B} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Ce qui donne} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right)$$

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = 161.907 / 200 = 0.80 \text{ m}$$

On adopte une largeur : **B = 100 cm.**

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = \frac{161,907}{1} = 161,907 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} = 161,907 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux

$$S_p = (1 \times 12.30 \times 5) + (1 \times 8.15 \times 2)$$

$$S_p = 77.80 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 77.80 + 5.27 = 83.07 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 215.09 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bat}} = \frac{83.07}{215.09} = 0,38$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **38%**

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($S_t < 50 \% S_{bat}$) alors on opte pour des semelles filantes.

VI.4.Calcul de la poutre de rigidité :

a. Dimensionnement :

Il faut que :

La hauteur : $L/9 \leq h_p \leq L/6$

La largeur : $1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L=4.15$ m

La hauteur :

La hauteur : $415/9 \leq h_p \leq 415/6 \rightarrow 46.11 \leq h_p \leq 69.16$

On adopte une hauteur de **h_p= 65 cm**

La largeur :

$1/3 \times 65 \leq b_p \leq 2/3 \times 65 \rightarrow 21.66 \leq b_p \leq 43.33$

On adopte une largeur de **b_p= 40 cm**

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont : $h=65$ cm , $b=40$ cm , $d=h-c=65-5=60$ cm.

b. Le ferrailage de la poutre (ELU) :

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 4 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Poteau	N _u (KN)	e _i (m)	M _u (KN.m)	N _i × e _i (KN.m)	e _u (m)	q _u (KN/m)
C1	406.463	-5.95	-3.586	-2418.45	0.15	208.12
C2	817.637	-1.8	-2.422	-1471.74		
C3	826.259	2,15	-0.890	1776.45		
C4	419.191	5.95	10.578	2494.18		
Somme	2469.55	/	3.68	380.44		

TableauVI.4 : résultante des charges sous poteaux à l'ELU.

Avec :

$$e = \frac{\sum N_u \times e_i + \sum M_u}{\sum N_u}$$

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e_u}{L} \right)$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (4,15)^2}{8} = 448,04 \text{ kN.m}$$

La travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (3,95)^2}{8} = 405,89 \text{ kN.m}$$

Les travées 3-4 :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{208,12 \cdot (3,80)^2}{8} = 375,65 \text{ kN.m}$$

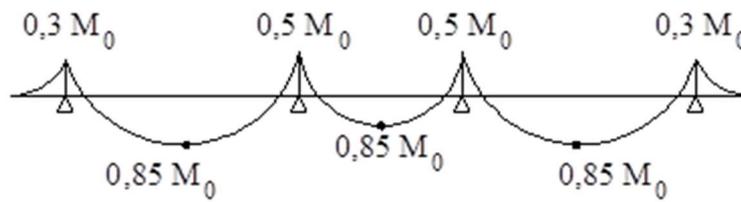


Figure VI.2 : Diagramme des moments.

• **Calcul des moments aux appuis :**

$M_1 = -134,41 \text{ KN.m}$
 $M_2 = -224,04 \text{ KN.m}$
 $M_3 = -202,94 \text{ KN.m}$
 $M_4 = -112,69 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments en travées :**

$M_{1-2} = 380,83 \text{ KN.m}$
 $M_{2-3} = 345,00 \text{ KN.m}$
 $M_{3-4} = 319,30 \text{ KN.m}$

• **Calcul des armatures :**

Appuis	M_a^{max} (kn.m)	μ	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
2	224,04	0,110	0,942	11,39	8HA14	12,31

Tableau VI.5 : Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Travées	M_t^{\max} (kn.m)	μ	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
1-2	380.83	0.186	0.896	20.35	4HA16+4HA20	20,60

Tableau VI.6: Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

c. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 60 \times \frac{2,1}{400} = 2,898 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{208,12 \times 4,15}{2} = 431,849 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{431,849 \cdot 10^3}{400 \cdot 600} = 1,799 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1,857 ; 4 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 18,57 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

- **Calcul des espacements :**

Selon le **RPA 99 (corrigé en 2003)**, l'espacement entre les cadres doit être

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(16,25 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 16,25 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La longueur de recouvrement :

$$\text{La longueur minimale de recouvrement } L_s \geq 40\phi \quad L_s \geq 56\text{cm} \quad L_s = 60 \text{ cm}$$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

d. Vérification à l'ELS :

• **Etat limite de compression du béton :**

- **Dans le béton :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

• **calcul des moments à l'ELS :**

$$q_s = 161,907 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

Les travées 1-2 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (4,15)^2}{8} = 348,55 \text{ kN.m}$$

La travée 2-3 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (3,95)^2}{8} = 315,76 \text{ kN.m}$$

Les travées 3-4 :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{161,907 \cdot (3,80)^2}{8} = 292,24 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = -104,56 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -174,27 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -157,88 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -87,67 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

$$M_{1-2} = 296,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = 268,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = 248,40 \text{ KN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Appui	M_s^{\max} (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
2	174,27	0,518	0,892	31,30	8,45	15	C.V

Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Travée	M_s^{\max} (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
1-2	304,18	0,848	0,869	23,13	12,24	15	C.V

Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes en travée.

VI.5.Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer. Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisisés.
 α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

1. Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S₂ et S₃.

2. Ferrailage des longrines :

- **Armature longitudinale :**

La catégorie du site est : S₂ ⇒ $\alpha = 12$ (RPA 2003)

$$F = \frac{864,60}{12} = 72.05 \geq 20\text{KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{72.05 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 ⇒ $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

$$\emptyset \leq \min \{h/35 ; \emptyset_1 ; b/10\} = \min \{8.57 ; 14 ; 25\} \text{ mm}$$

On prend $\emptyset = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre T8

L'espacement des cadres doit être :

$$St \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\emptyset_1\} = \min \{20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\}$$

soit S_t = 15cm

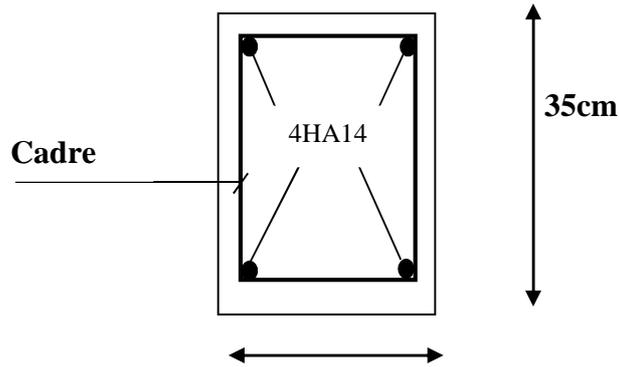


Figure : VI.3 : Ferrailage des longrines.

VI.6.Ferrailage des semelles filantes :

1. Dimensionnement :

- **Hauteur de la semelle :**

$$h_s = \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

La hauteur de la semelle $h_s \geq ((100-40)/4)+5=20$ cm

On prend une hauteur de **hs= 30 cm**

Les dimensions adopter sont les suivantes : B=100 cm , hs=30 cm , d=25 cm et L=12.30 m

2. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = \frac{N_{uf} (B - b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma \left(\frac{3}{4} \right) \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 1m \Rightarrow N_{uf} = 161,907 \times 1 \times 1 m = 161.907 kN$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{161,907 \cdot 10 \cdot (100 - 40)}{8 \cdot 25 \cdot 348} = 1.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend **5 HA 12 = 5,65 cm²/ml**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 10 = 3,14 cm²**

Conclusion :

1. Poutre de rigidité :

Dimensionnement :

La hauteur : $h_p = 65\text{cm}$

La largeur : $b_p = 40\text{cm}$

Ferraillage :

Aux appuis : 8HA14

En travées : 4HA16+4HA20

2. Les longrines :

Dimensionnement :

La hauteur : $h = 35\text{cm}$

La largeur : $b = 30\text{cm}$

Ferraillage :

Armatures longitudinales : 4HA14

Armatures transversales : cadres T8

3. La semelle :

Dimensionnement :

$h = 30\text{cm}$

$d = 25\text{cm}$

$B = 100\text{cm}$

Ferraillage :

Armatures longitudinales : 5HA12

Armatures de répartition : 4HA10

Chapitre VII :

Etude du mur plaque

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussées des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.1.Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour **une épaisseur de 15 cm.**

VII.2.Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient des poussées des terres au repos.

φ : angle de frottement interne

VII.3.Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

Poids volumique des terres $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $C = 0$

VII.4.Calcul des sollicitations :

- **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h) \quad \text{avec } K_0=0.57$$

-pour : $h=0 \rightarrow \sigma_H= 8.55 \text{ KN/m}^2$

-pour : $h= 2.20 \text{ m} \rightarrow \sigma_H= 39.02 \text{ KN/m}^2$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0 \rightarrow \sigma_H=5.70 \text{ KN/m}^2$

-pour $h= m \rightarrow \sigma_H = 28.27 \text{ KN/m}^2$

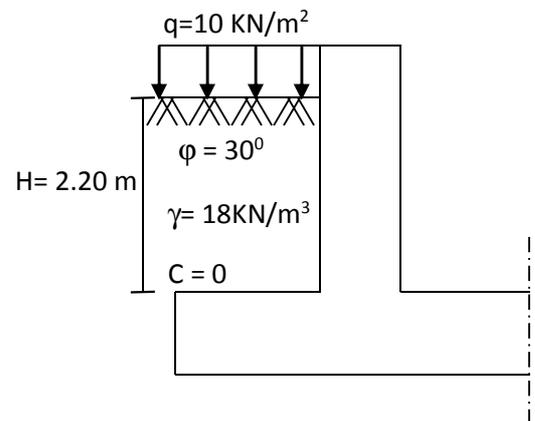


Figure VII.1: Schéma statique du mur plaque.

VII.5. Diagramme des contraintes :

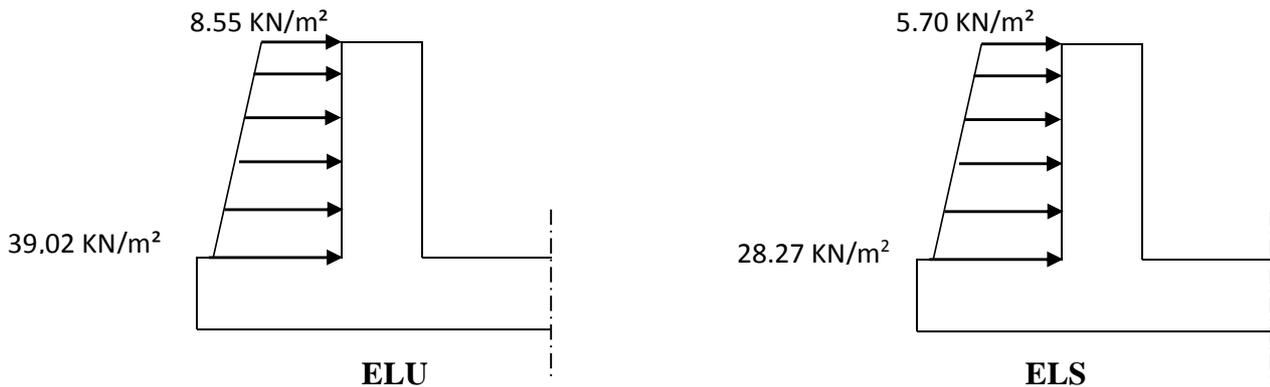


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

VII.6. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

- ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 39.02 + 8,55) \cdot 1}{4} = 31.40 \text{ KN/m.}$

- ELS : $q_s = \frac{(3\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min}) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 28.27 + 5.7) \cdot 1}{4} = 22.62 \text{ KN/m.}$

VII.7. Ferrailage du mur plaque :

Le calcul se fait en considérant la plaque simplement appuyée sur trois côtés et encadrée d'un seul côté à la base.

• Identification des Panneaux:

$L_x = 2.20 \text{ m}$ $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.20}{3.65} = 0.60$
 $L_y = 3.65 \text{ m}$

$0,4 < \rho = 0,6 < 1 \dots\dots$ le panneau travaille dans les deux sens.

a. Calcul à l'ELU :

$\rho = 0,6$ $\mu_x = 0,0812$
 $v = 0$ $\mu_y = 0,305$

$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0812 \times 31,40 \times (2,20)^2 = 12,34 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,305 \times 12,34 = 3,76 \text{ KN.m}$

• Correction des moments :

- Sens-x-x :

Aux appuis : $M_{ua} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 12,34 = 6,17 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{ut} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 12,34 = 9,25 \text{ KN.m}$

- Sens-y-y :

Aux appuis : $M_{ua} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 3,76 = 1,88 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{ut} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 3,76 = 2,82 \text{ KN.m}$

b. Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,6 \quad \mu_x = 0,0861$$

$$v = 0,2 \quad \mu_y = 0,476$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0861 \times 22,62 \times (2,20)^2 = 9,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,476 \times 22,62 = 4,48 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

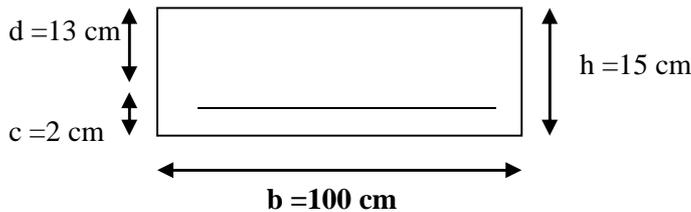
- **Sens x-x :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 9,42 = 4,71 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{st} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 9,42 = 7,06 \text{ KN.m}$

- **Sens-y-y :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 4,48 = 2,24 \text{ KN.m}$
 En travée : $M_{st} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 4,48 = 3,36 \text{ KN.m}$

• **Calcul des sections d'armature :**



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$$

Le ferrailage du mur est récapitulé dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
XX	Appuis	6,17	0,026	SSA	0,987	1,38	1,5	4HA12=4,52
	Travée	9,25	0,038	SSA	0,981	2,08	1,5	4HA12=4,52
YY	Appuis	1,88	0,007	SSA	0,996	0,41	1,5	4HA12=4,52
	Travée	2,82	0,012	SSA	0,994	0,62	1,5	4HA12=4,52

Tableau VII.1 : Ferrailage du mur plaque.

VII.8.Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 15 cm.

VII.9.Vérification à L'ELS :

1. Vérification des contraintes :

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

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$	Obs
XX	Appuis	4,52	4.71	0,347	0,908	39,35	88,27	348	2,24	15	C.V
	Travée	4,52	7.06	0,347	0,908	39,35	132,32	348	3,36	15	C.V
YY	Appuis	4,52	2,24	0,347	0,908	39,35	41,98	348	1,06	15	C.V
	Travée	4,52	3,36	0,347	0,908	39,35	62,97	348	1,60	15	C.V

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

2. Vérification de la flèche :

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{220} = 0,06 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,75.M_u}{20M_u} = 0,03 \Rightarrow (c.v)$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow (c.v)$$

Conclusion :

- L'épaisseur du mur est : **15 cm.**
- Le calcul du mur est fait pour une bande de 1m.

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**
 - En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**
 - Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**
- **Sens y-y :**
 - En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**
 - Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm.**

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

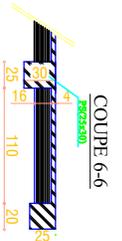
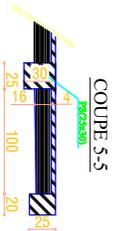
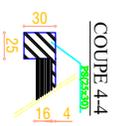
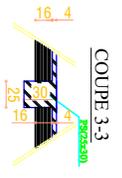
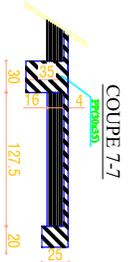
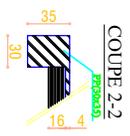
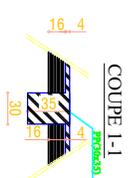
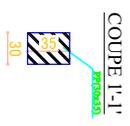
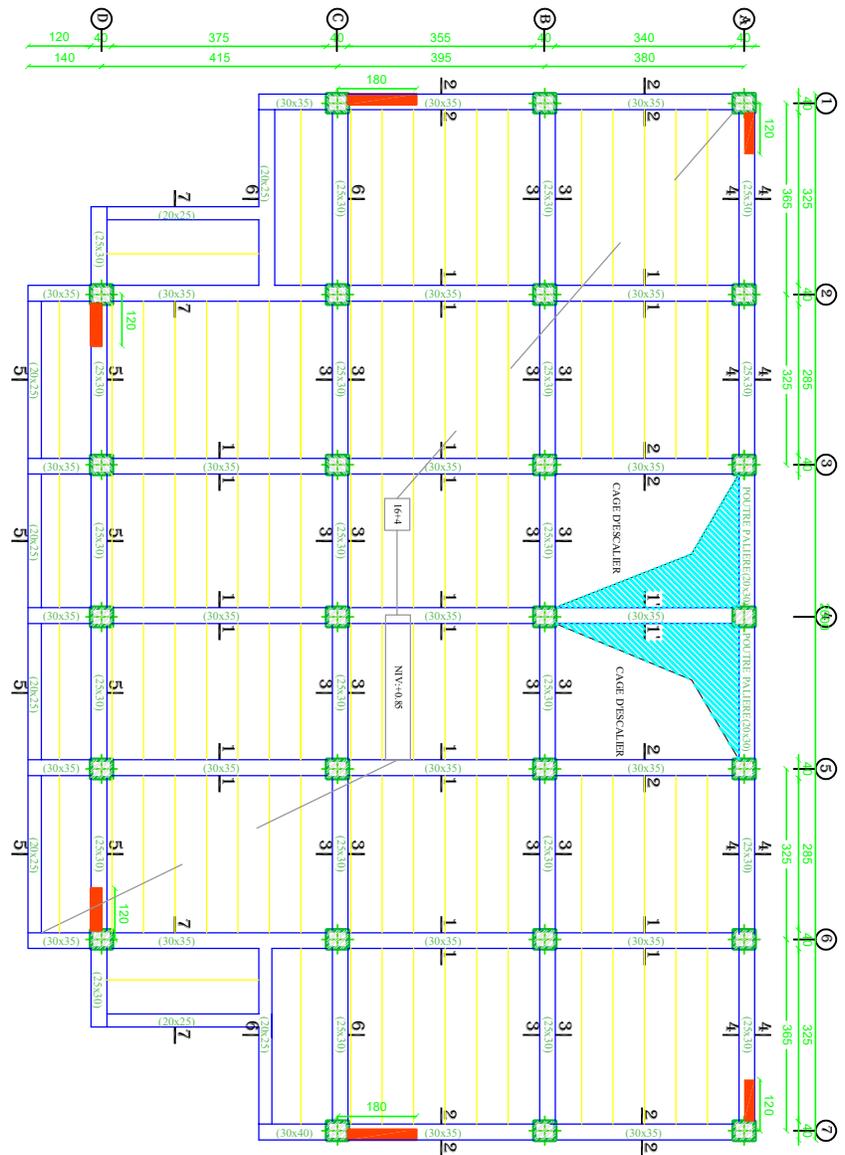
Nous avons aussi pris conscience de l'évaluation considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera en grande utilité pour les promotions à venir.

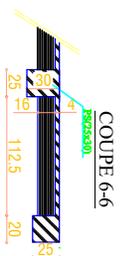
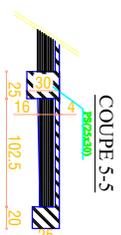
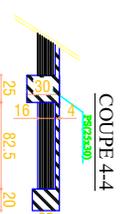
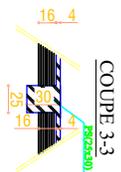
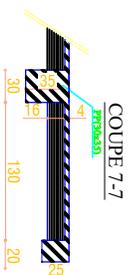
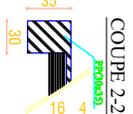
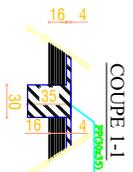
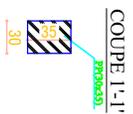
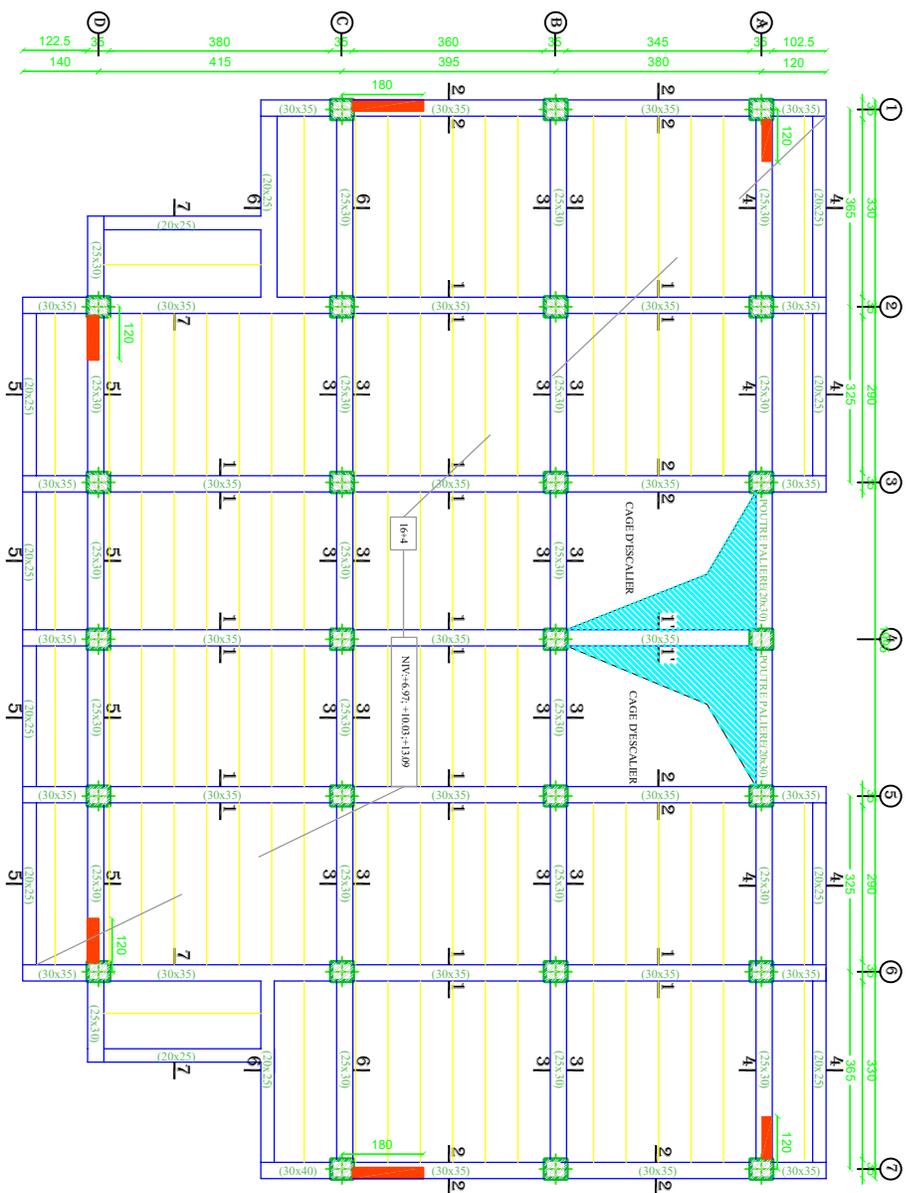
Bibliographie

- Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2),
Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).
- Règles BAEL91 modifié 99
- Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié
2003).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Thèses des années précédentes de l'université Mouloud
MAMERI.

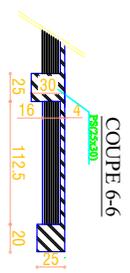
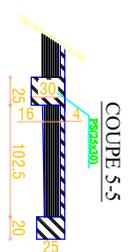
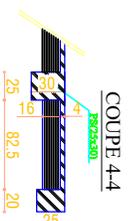
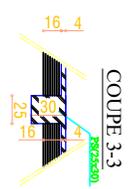
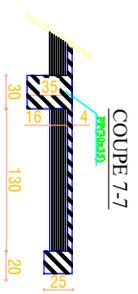
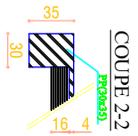
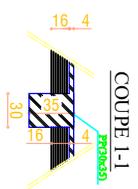
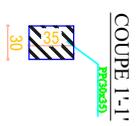
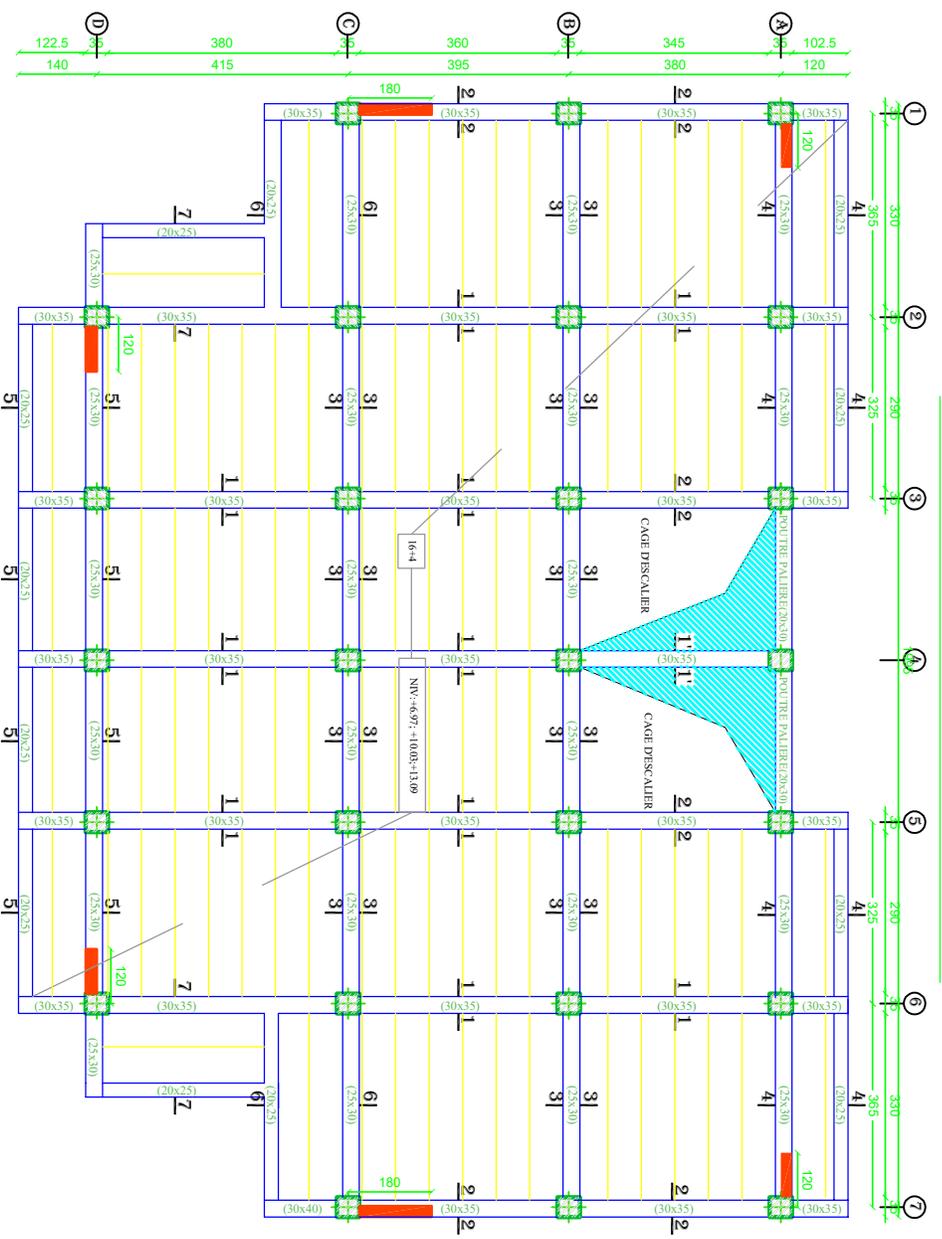
COFFRAGE DU PLANCHER NIV: +0.85 :



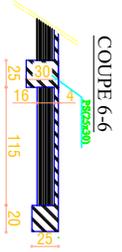
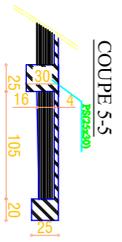
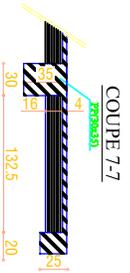
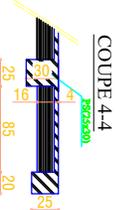
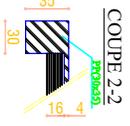
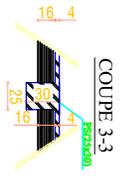
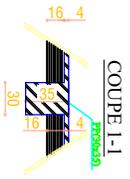
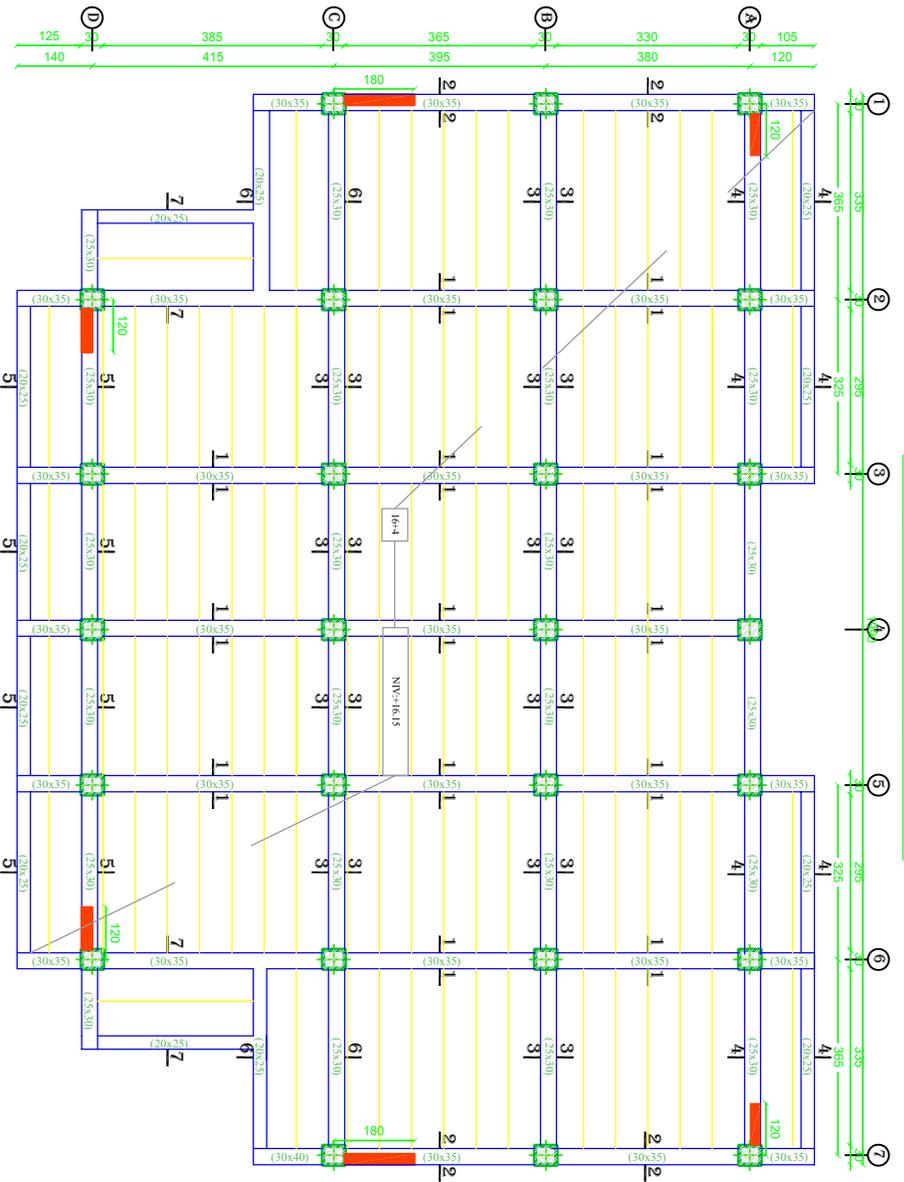
COFFRAGE DU PLANCHER NIV: +6.97; +10.03; 13.09 :



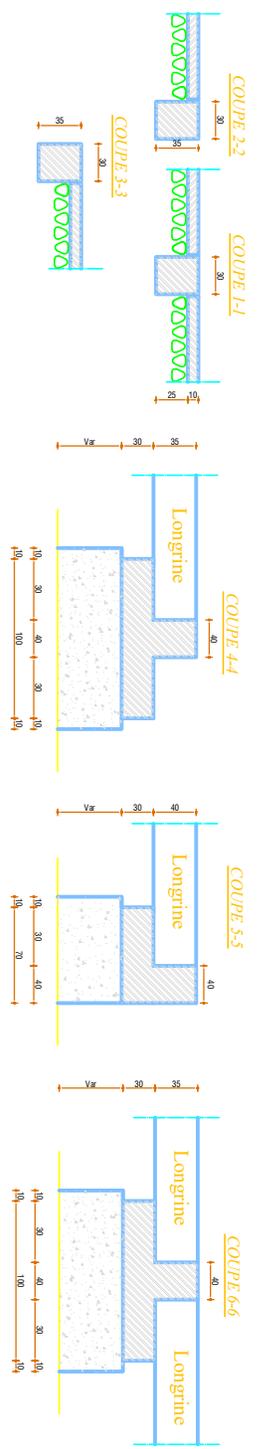
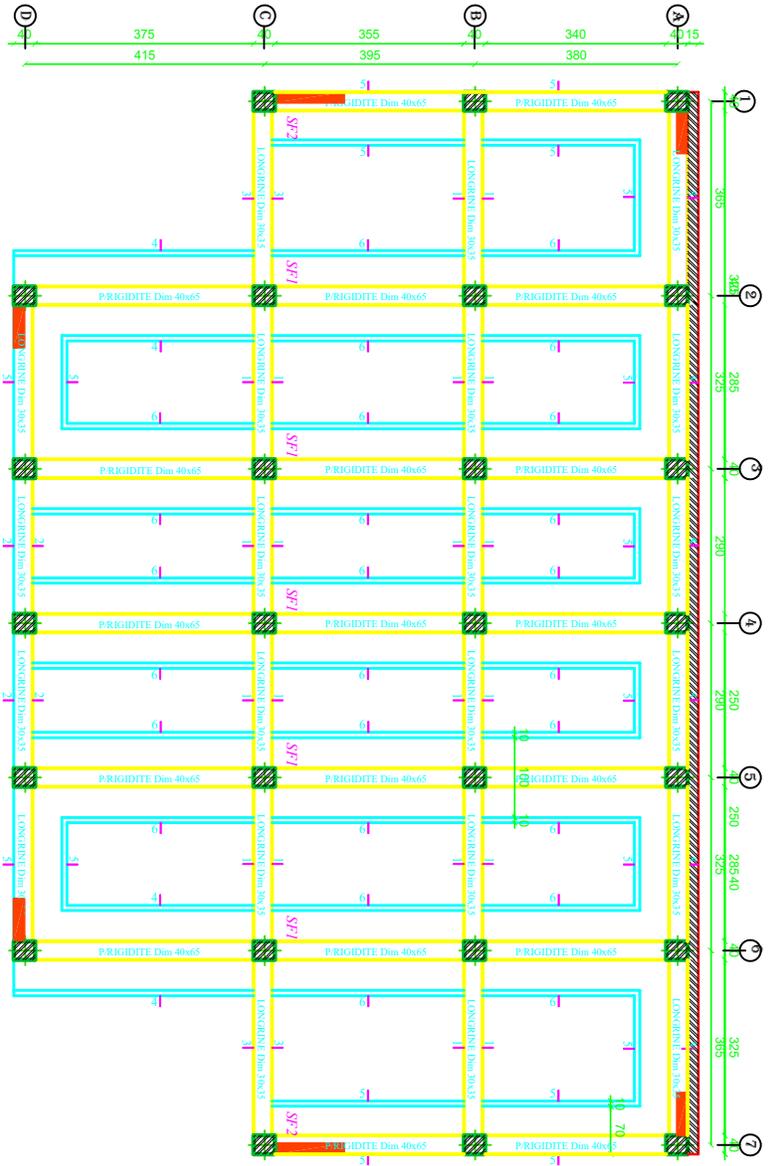
COFFRAGE DU PLANCHER NIV: +6.97; +10.03; 13.09:

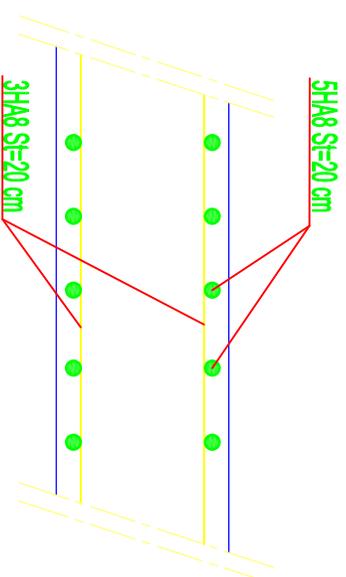
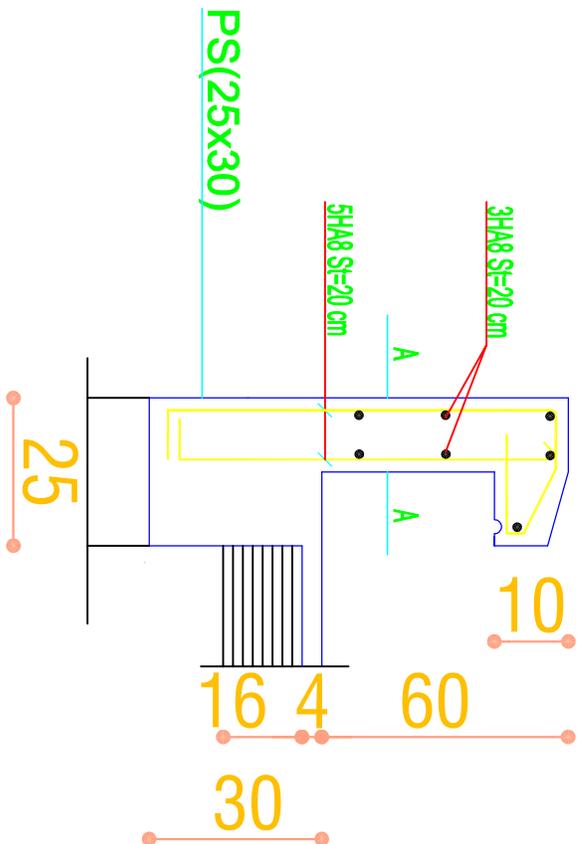


COFFRAGE DU PLANCHER NIV. +16.15



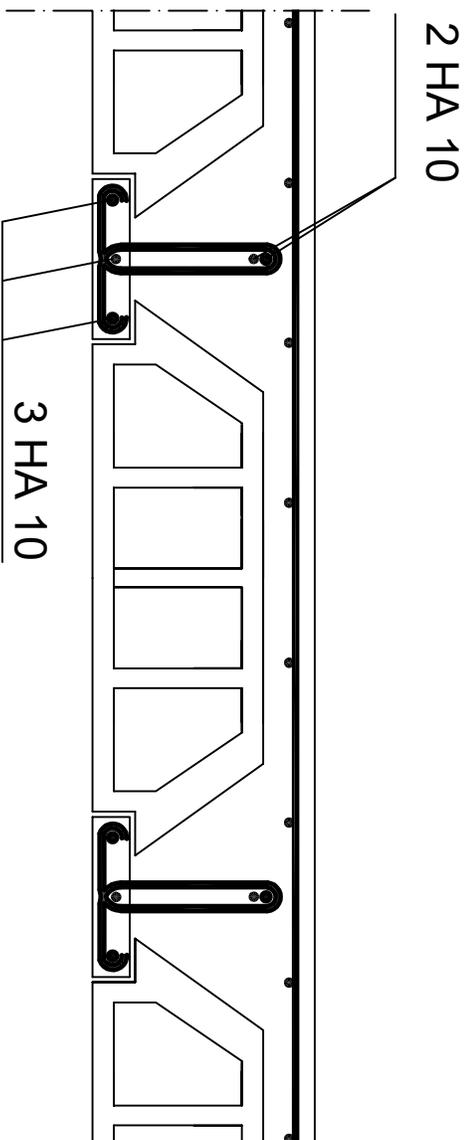
COFFRAGE FONDATIONS :





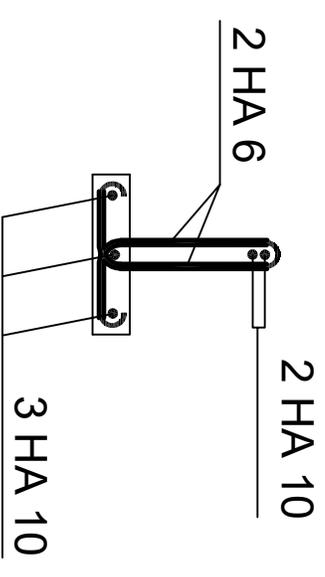
COUPE A-A

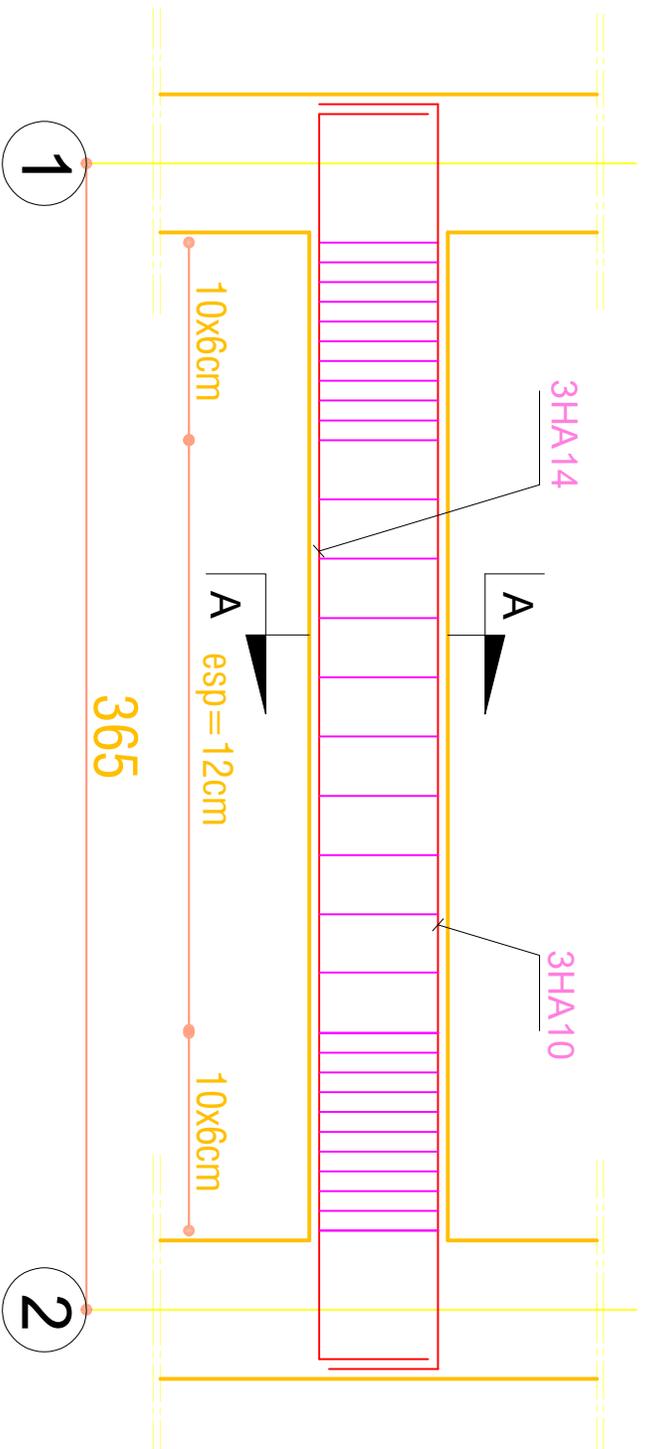
Ferraillage de l'acrotère



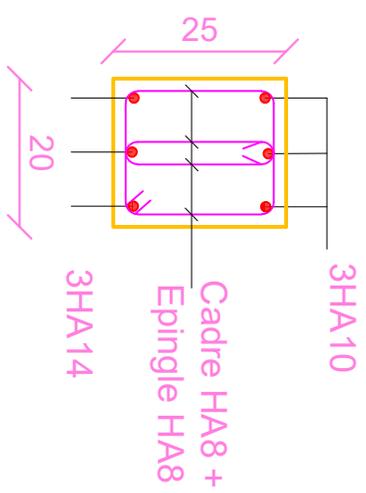
Coupe AA

Plan de Ferrailage du plancher

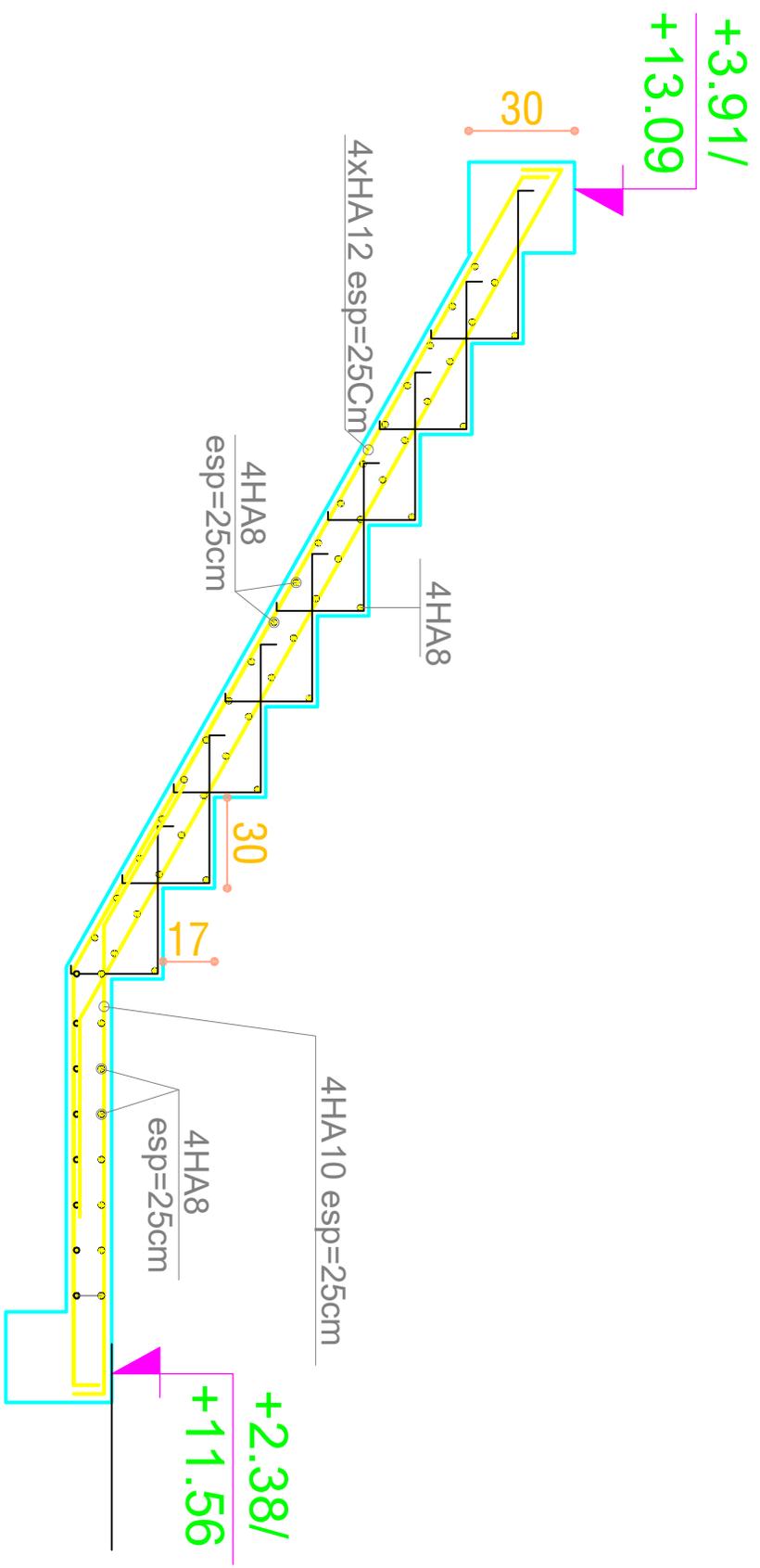




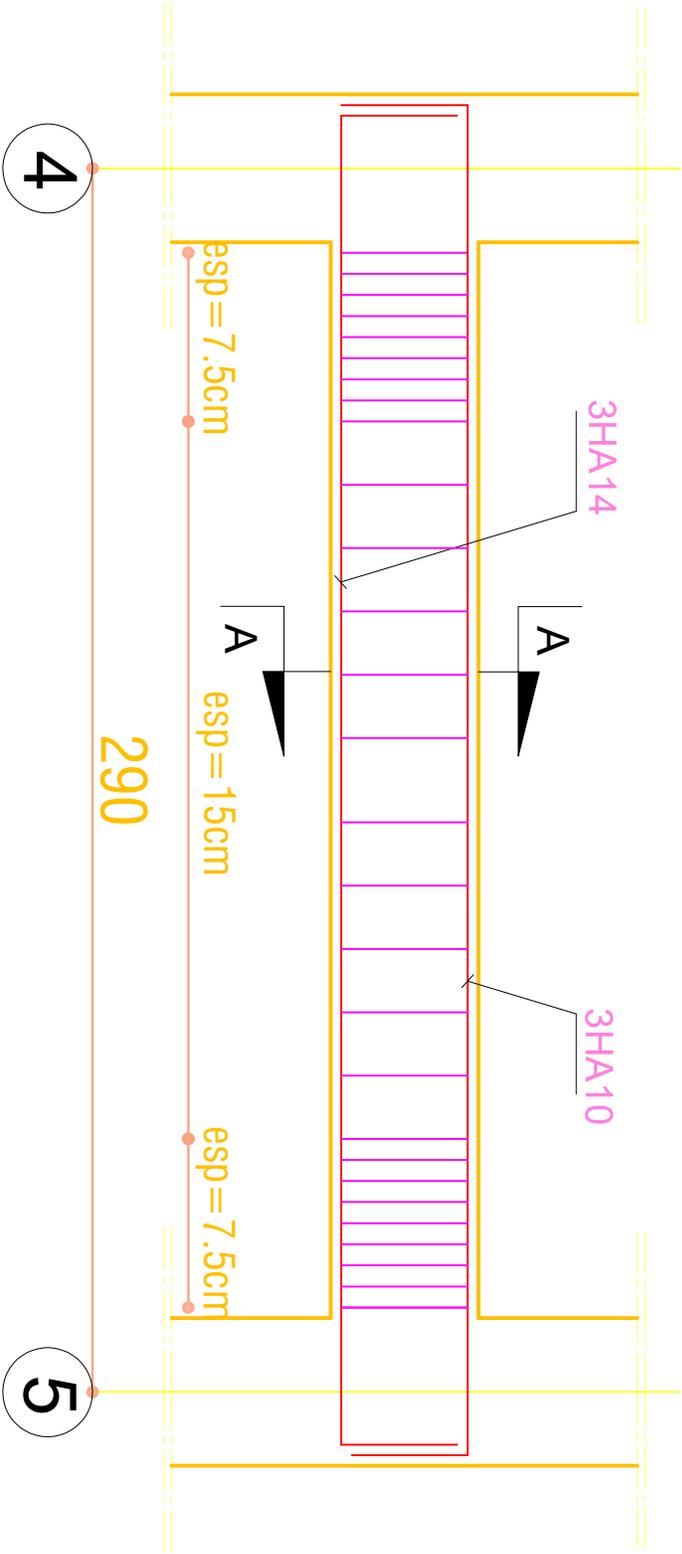
COUPE A-A



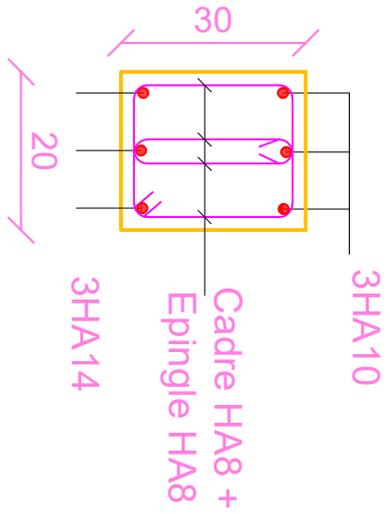
Ferrailage de la poutre de chaînage



Ferrailage de l'escalier



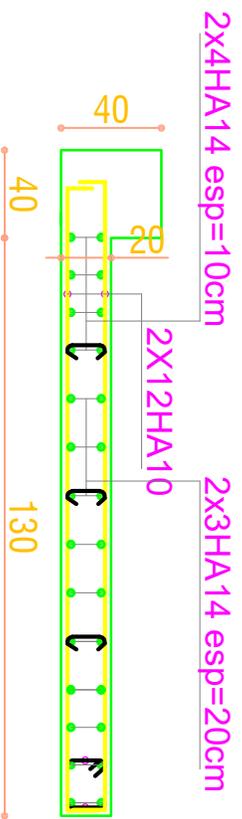
COUPE A-A



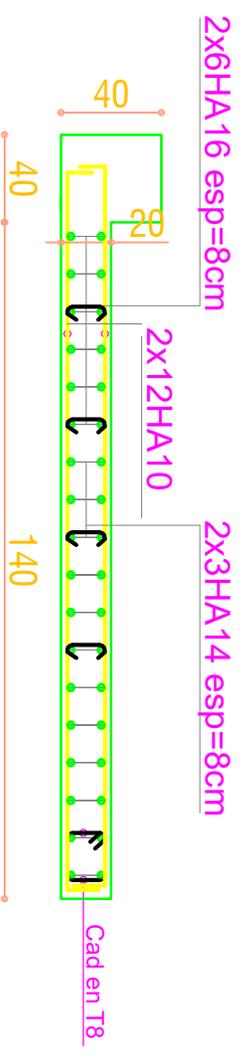
Ferrailage de la poutre palière

FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT V L=1.20m & V T=1.80

Coupe 1-1

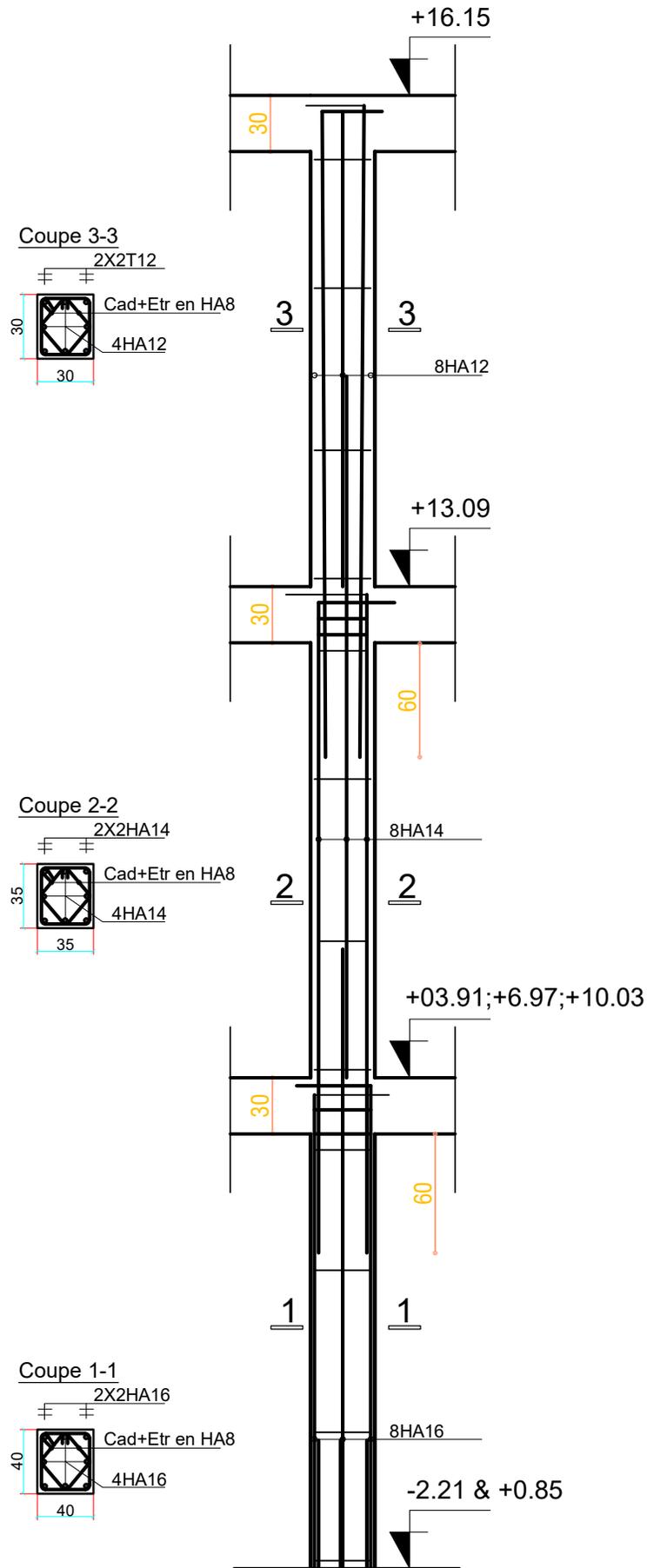


Coupe 2-2

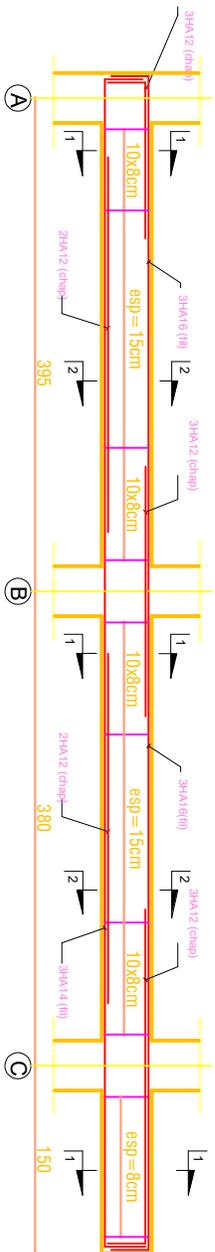


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Ferrailage des voiles	
Présenté par :	Melle: CHIKHAOU LYCIA
	Melle: CHIKHAOU LYCIA

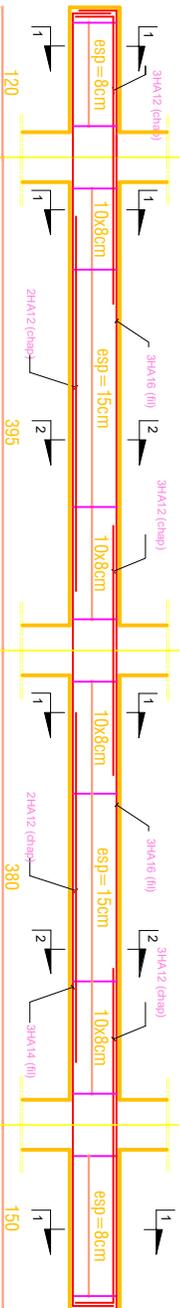
COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEAUX:



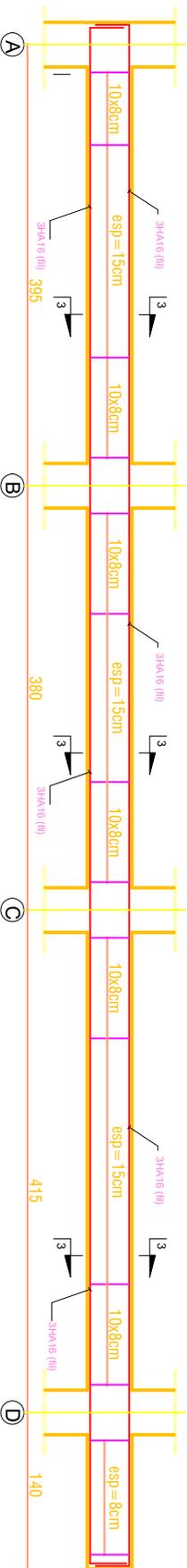
Ferrailage des Poutres Principales (30x35) Axe: 1&7 NIV +0.85 :



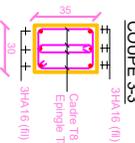
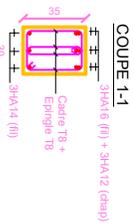
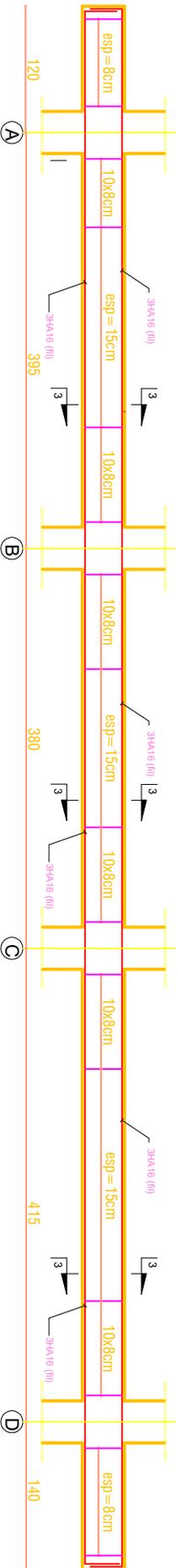
Ferrailage des Poutres Principales (30x35) Axe: 1&7 NIV +3.91 ; +6.97 ; +10.03 ; +16.15 :



Ferrailage des Poutres Principales (30x35) Axe: 2;3;4;5&6 NIV +0.85 :



Ferrailage des Poutres Principales (30x35) Axe: 2;3;4;5&6 NIV +3.91;+6.97;+10.03&+13.09 :



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage des poutres principales

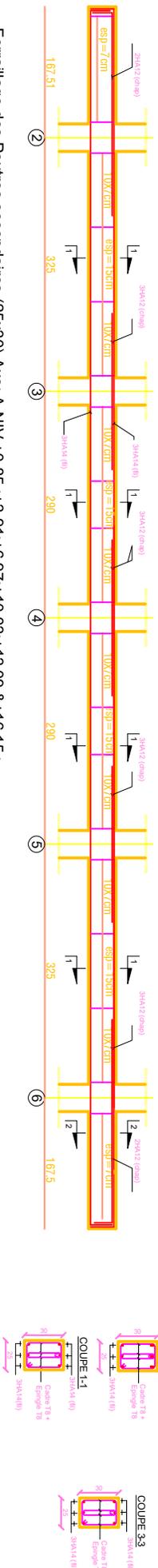
Présenté par :

Melle: CHIKHAOUI LYNA
Melle: CHIKHAOUI LYCIA

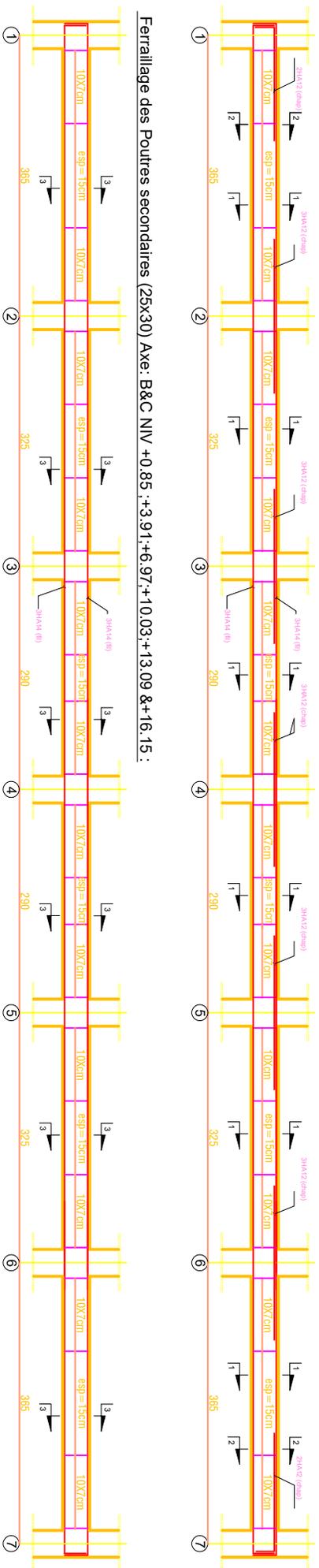
Dirigé par :

Mme: YAHIAOUI

Ferrailage des Poutres secondaires (25x30) Axe: D NIV +0.85 ; +3.91 ; +6.97 ; +10.03 ; +13.09 & +16.15 :



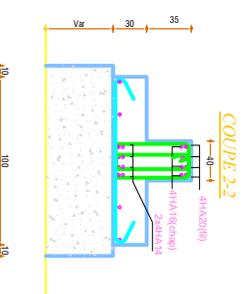
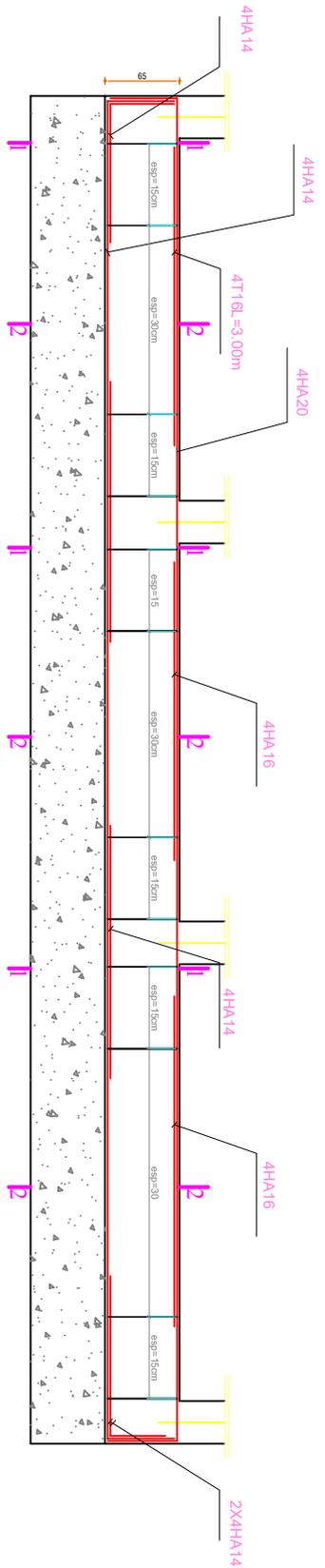
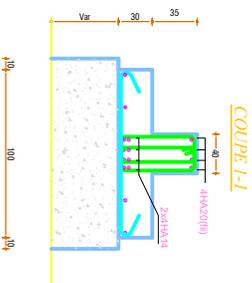
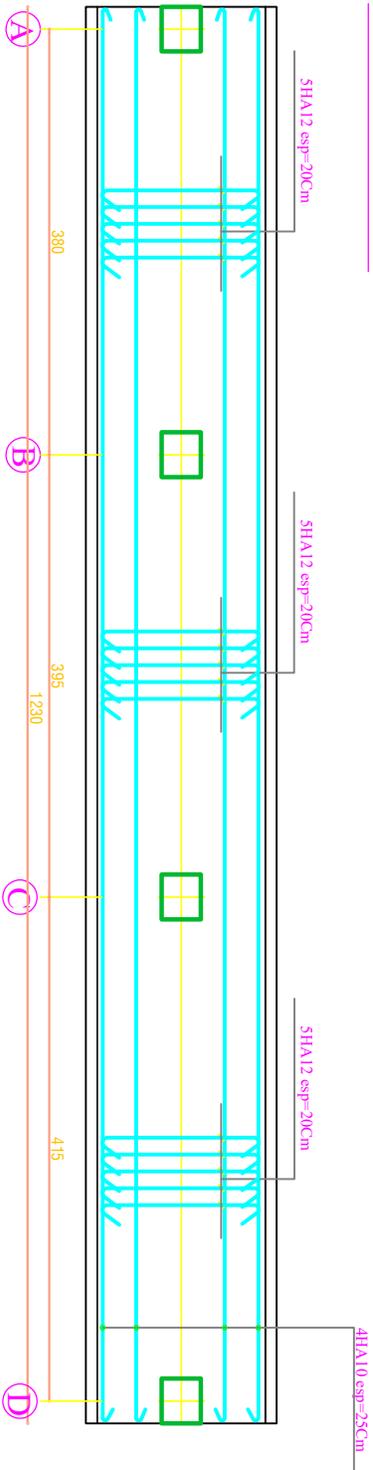
Ferrailage des Poutres secondaires (25x30) Axe: A NIV +0.85 ; +3.91 ; +6.97 ; +10.03 ; +13.09 & +16.15 :



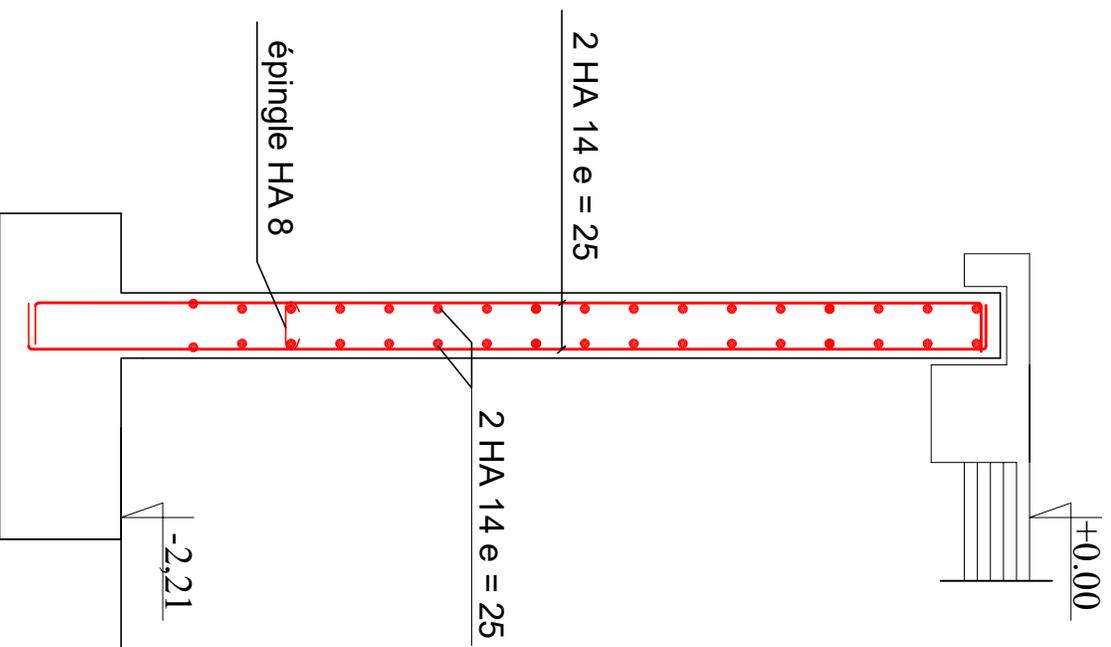
Ferrailage des Poutres secondaires (25x30) Axe: B&C NIV +0.85 ; +3.91 ; +6.97 ; +10.03 ; +13.09 & +16.15 :

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Ferrailage des poutres secondaires	
Présenté par :	Melle: CHIKHAOUI LYNA
Dirigé par :	Melle: CHIKHAOUI LYCIA
Mme: YAHIAOUI	

SEMELLE FILANTE



Poutre de rigidité



Ferrailage du mur plaque

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Présenté par :

Melle: CHIKHAOU LYNA

Melle: CHIKHAOU LYCIA

Dirigé par :

Mme: YAHIAOUI