

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles

THEME

**Etude d'une structure(R+7+s-sol) à usage
d'habitation et commercial avec l'application de
logiciel ETABS**



Étudié par :

M^{me} AZZI OUKIL ZOHRA.

Dirigé par :
M^{er} : KACHI

2015/2016

Remerciements

*Au premier lieu, je remercie le grand
Dieu le tout puissant.*

*En second, mon cher mari, mes chers parents
et beaux-parents de m'avoir aidé pour arriver
au terme de ce travail qui est le fruit de
plusieurs
années d'études.*

*Mes remerciements les plus sincères pour
mon promoteur M^r KACHI qui représente
pour moi le guide et l'exemple du sérieux
dans le travail et du savoir dans ce domaine.*

*Je remercie tous les enseignants qui ont
contribué à ma formation ainsi tous ceux
qui de près ou de loin ont participé à la
réalisation de ce travail.*

*Je remercie aussi les membres de jury
qui me feront l'honneur
de juger mon travail.*

Dédicaces

Au nom d'Allah

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon cher frère Rabah, à ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie, mes très chères parents et mon très cher mari Madjid ainsi que mes beaux-parents et je dis merci à leurs soutien, patience et confiance.

A mon très cher frère Boussand sa femme Karima et leurs enfants Yanis, Mélina et Mohamed.

A ma très chère sœur Malika et son mari Kamel et leurs enfants Cynthia, Rayane et Aya.

A mes amis (es).

A mes belles sœurs et beaux-frères.

A toutes les personnes qui m'ont aidé de près et de loin.

A toute la promotion 2015/2016

Zohra

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage e.....01

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 10

Chapitre III: Calcul des éléments.

III-1 Plancher a usage d'habitation 25

 III-2 Plancher a usage commercial..... 48

 III-3 Les escaliers 70

 III-4 La poutre palière 89

 III-5 Les balcons..... 96

 III-6 L'acrotère 103

Chapitre IV : Modélisation et vérifications RPA 111

Chapitre V : Ferrailage des éléments.

 V-1 : Ferrailage des poutres 141

 V-2 : Ferrailage des poteaux 153

 V-3 : Ferrailage des voiles 169

Chapitre VI : L'Infrastructure 181

Chapitre VII : Mur plaque 203

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION

La **construction parasismique** regroupe l'étude du comportement des bâtiments et des structures sujets à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de la superstructure et infrastructures résistant aux tremblements de terre.

Les objectifs principaux de la construction parasismique sont de :

- Comprendre l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure de génie civil ou entre l'infrastructure de génie civil et le sol,
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre,
- Concevoir et construire des structures résistantes aux séismes, conformément aux normes de construction locales.
- En Algérie, les expériences vécues, durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail, on présentera « **l'étude d'une structure d'un bâtiment (R+7) en béton armé contreventé par voiles + portique avec un sous-sol) à usage d'habitation, et commercial avec l'application du logiciel ETABS** »

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- ✓ La deuxième étape sera le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments secondaires (Acrotère, Planchers, Escaliers..)
- ✓ La quatrième étape portera sur la modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA.
- ✓ La cinquième étape portera sur le ferrailage de la structure (poutres, poteaux, voiles).
- ✓ La sixième étape portera sur l'étude des fondations..
- ✓ La septième étape portera sur l'étude du mur plaque.
- ✓ On terminera le travail par une conclusion générale.

I- Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de **RPA 99(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA**.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va comporter sur une tour en (**R + 7 + sous sol**) à usage d'habitation et service implantée à **Tizi - Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un (**01**) à usage service.
- RDC et (**07**) étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier.

I-2- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total.....	26,10 m
Longueur total.....	18.10 m
Largeur total.....	14.50 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du 1 ^{er} étage	3.06 m
Hauteur du RDC.....	3.06 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m
Hauteur du sous-sol	4.08m

I-3- Eléments de l'ouvrage :**I-3-1- Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I-3-2- Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I-3-2- 1- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

❖ **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I-3-2-2- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

I-3-3- Maçonnerie :

- ❖ **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm (10+5+10)=25 cm.
- ❖ **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I-3-4- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier se comporte de; palier de repos à paillasse adjacente coulés sur place en béton armé.

I-3-5- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau et cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I-3-6- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les poteaux.

I-4- Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent répondre aux exigences de l'RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites ultime et service (BAEL 91 modifier 99).

I-4-1- Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

I-4-1-1- Granulats :

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

I-4-1-2- Résistance caractéristique du béton :

on peut définir deux types de résistances.

a) Résistance caractéristique à la compression :

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈**, qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge « j » jours notés f_{t_j} donnée par la formule suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \text{pour} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91)}$$

On prend $f_{c_j} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) \quad \Rightarrow \quad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I-4-1-3- Module de déformation longitudinale du béton :

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \dots \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \dots \dots \dots f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée :

on l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

I-4-1- 4- Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3).}$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

$\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I-4-1- 5- Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) **Etat Limite Ultime (ELU)** : Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

♣ $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$

♣ $\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$

♣ $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation

courante on aura : $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

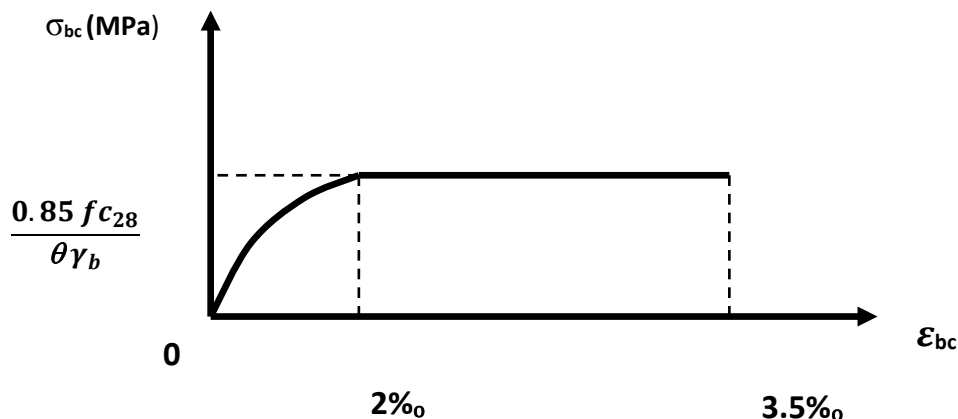


Fig. 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) **Contrainte de cisaillement (τ_u)** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

c) **Contrainte limite de service (ELS)** :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible à ELS.

A $j = 28$ jours ; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28}$ \Rightarrow $\overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa}$.

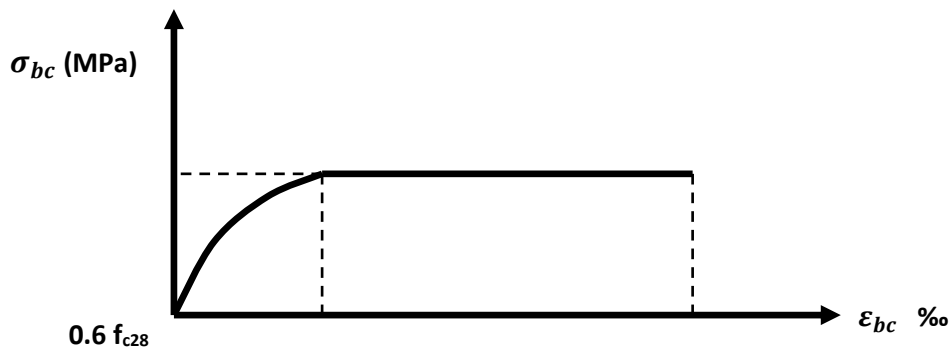


Fig.1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I-4-2- Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

I-4-2- 1- Module de déformation longitudinale :

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

$$E_S = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

I-4-2-2- Contrainte limite :

a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

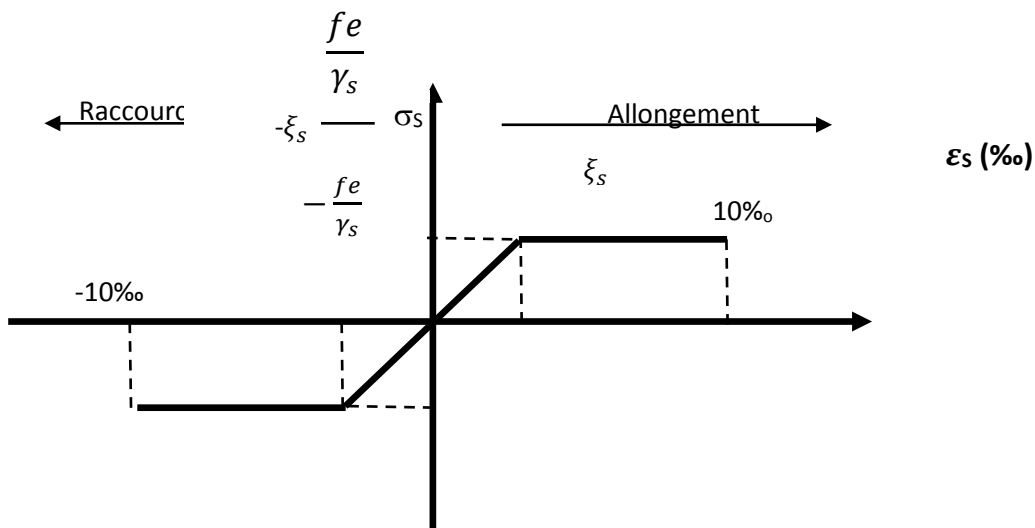


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

b) **Contrainte limite de service** :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible** : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa)}.$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

I-4-2-3- **Protection des aciers** : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

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 suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de **1m** est égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : C = 2 cm.

I- Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

I-1- Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

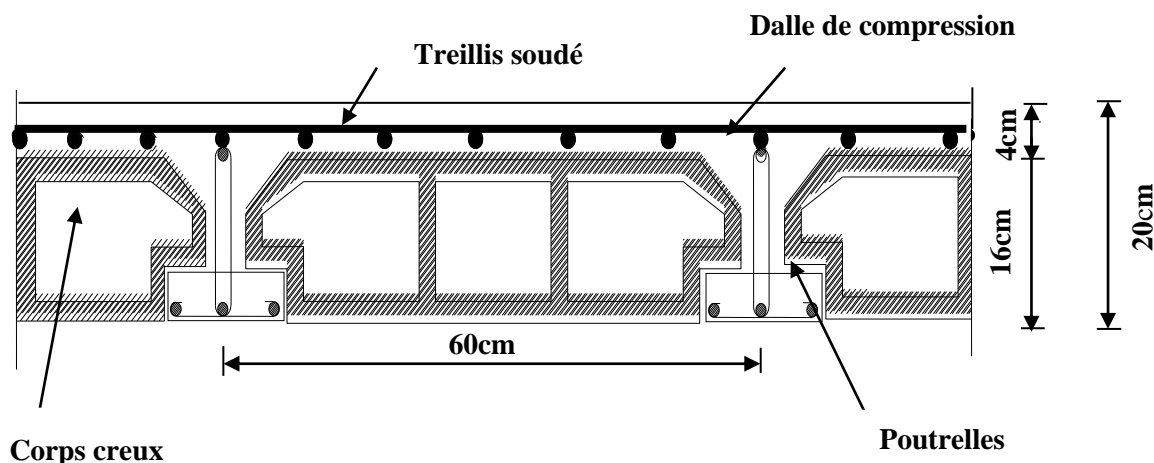


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec: L_{max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 4.00 - 0.4 = 3.60m$

Ce qui nous donne : $h_{tp} = 360 / 22.5 = 16 \text{ cm}$.

On opte pour un plancher **(16+4) cm** et il sera valable pour tous les planchers.

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

I-2 - Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

I-1-1- Poutres principales :

$$L_{\max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$$

La hauteur : $360/15 \leq h_t \leq 360/10$

$$24 \leq h_t \leq 36 \implies \mathbf{h_t = 35 \text{ cm.}}$$

La largeur : $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$

$$14 \leq b \leq 24.5 \implies \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 35 / 30 = 1.16 \leq 4 \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(30 * 35) cm²**.

I-1- 2- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm.}$$

La hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \mathbf{h_t = 35 \text{ cm.}}$

$$24 \leq h_t \leq 36$$

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$14 \leq b \leq 24.5 \implies \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

Donc : la section de la poutre secondaire est (**b x ht**) = **(30 * 35) cm²**

➤ **Vérification des exigences :**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.16 \leq 4 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : **(30 * 35) cm²**.
- Poutres secondaires : **(30 * 35) cm²**.

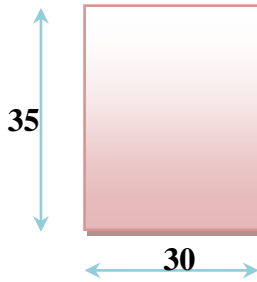


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

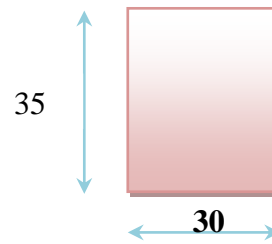


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

I-3 - Les voiles :**I-3 -1- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

I-3 -2- L'épaisseur du voile (ep) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

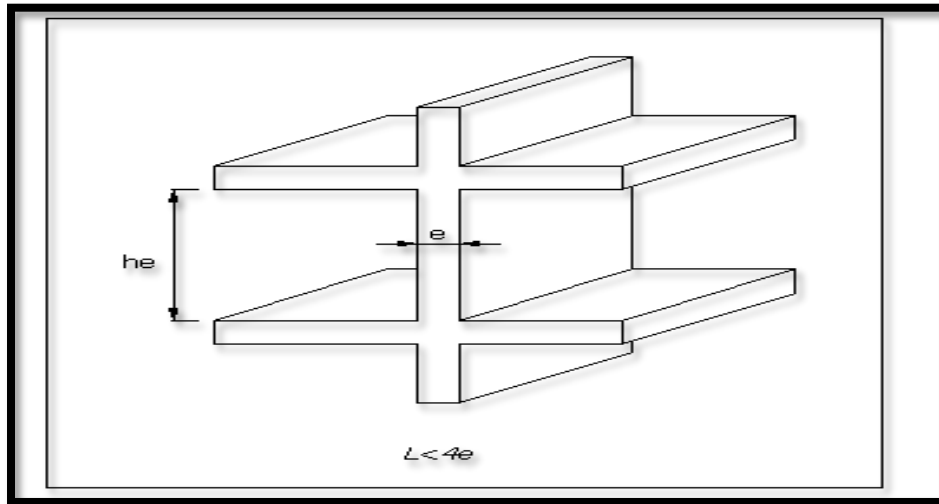


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

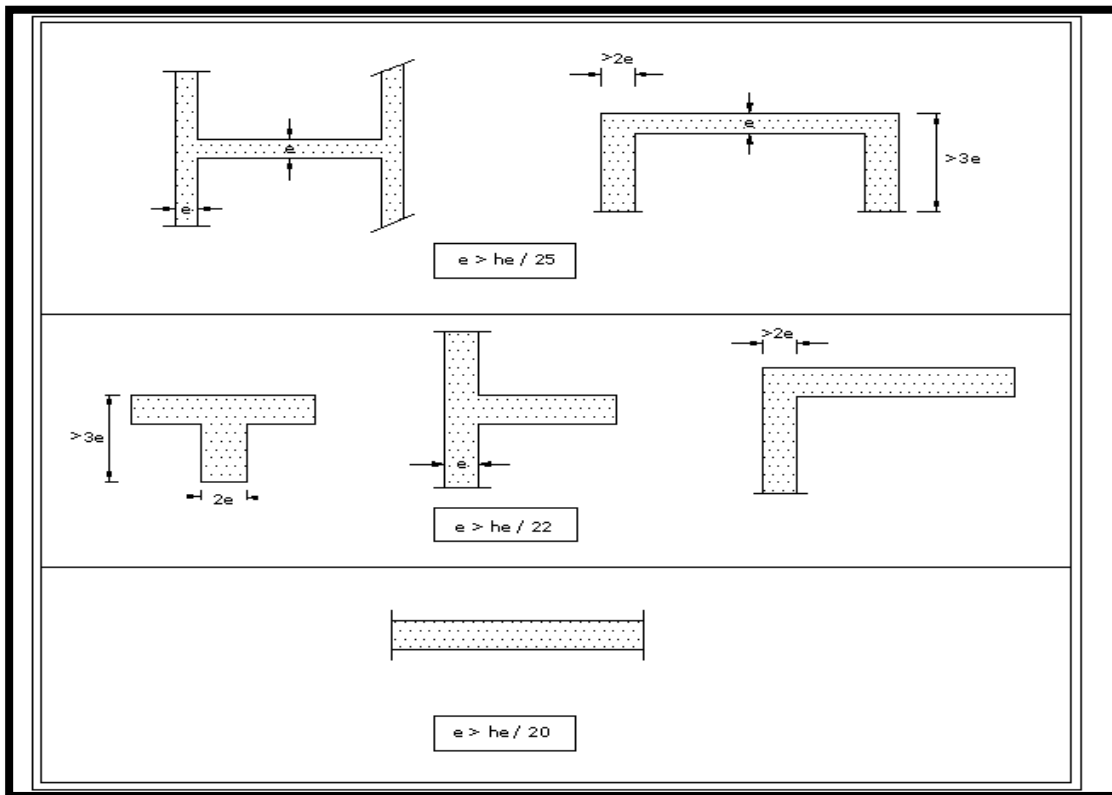


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

$$a \geq \frac{he}{20} \quad ; \quad \text{Avec :} \quad he = h - ep \quad \text{et} \quad ep : \text{ hauteur de la poutre principale.}$$

$$he = 408 - 35 = 373 \text{ cm.}$$

CAS 1: $a \geq h_e / 25 = 373 / 25 = 14.92 \text{ cm.}$

CAS 2: $a \geq h_e / 22 = 373 / 22 = 16.95 \text{ cm.}$

CAS 3: $a \geq h_e / 20 = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 373 cm**).

On prend : **ep = 20 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a \quad \Rightarrow \quad L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : **L_{min}** : la portée minimale d'un voile et **a** : épaisseur du voile.

I-4 - Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple **Ns**, en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}}$$

Ns : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$Ns = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

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

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II - Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II-1- Charges permanentes :

a) **Plancher terrasse (inaccessible) :**

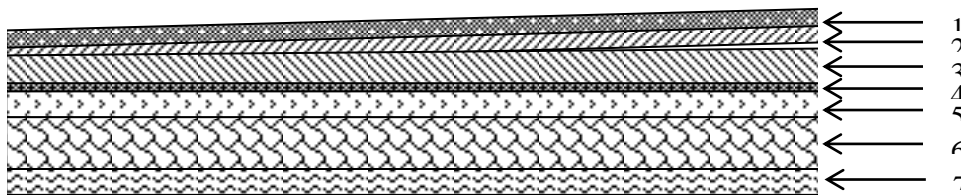
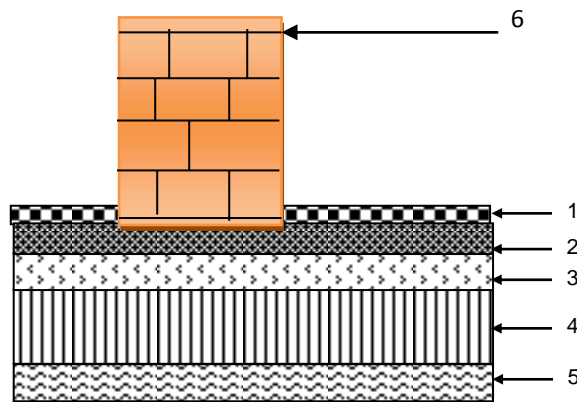


Fig. II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	5	20	1.00
2. Etanchéité multicouches	2	/	0.12
3. Béton en forme de pente	7	25	1.55
4. Feuille de polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	4	4	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	/	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	1	0.2
$G_t = 5.84 \text{ KN/ m}^2.$			

Plancher étage courant :**Fig. II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant****Tableau II.2 :** Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20	2	0.40
2. Mortier de pose	22	3	0.54
3. Couche de sable	18	3	0.66
4. Dalle en corps creux	/	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	10	2	0.20
6. Cloison	/	10	1.00
Gt = 5.60			

a) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

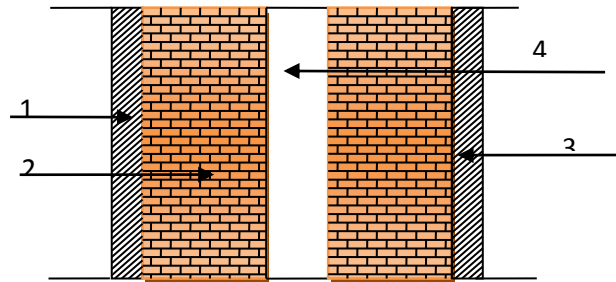


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	Poids volumique (kn/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	3	18	0.54
2. Brique creuse	2x10	/	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2		0.20
4. Lame d'aire	5	/	/
Gt = 2.54			

➤ Mur intérieur :

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

$G_T = 0.9 \text{ kn/m}^2$

b) Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique kn/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	/	0.40
2. Mortier de pose	3	22	0.66
3. Couche de sable	3	18	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5. Mortier de ciment	2	10	0.2
Gt = 5.55			

II-2- Les surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

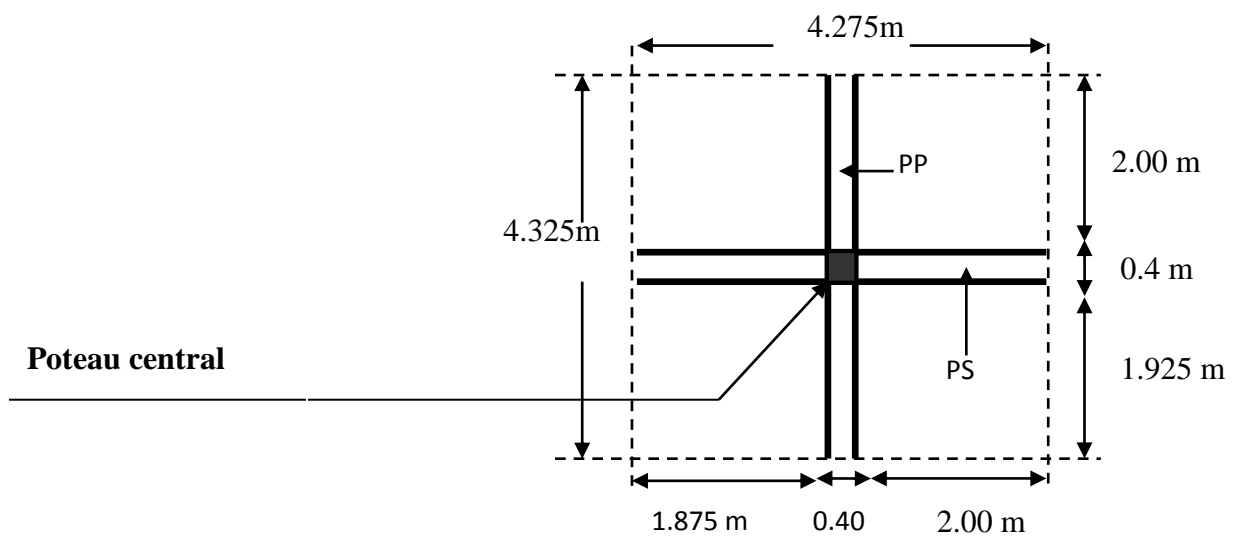
III - Descente de charge :

III- 1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « **E5** »

a. Surface d'influence :

Fig. II.9: surface d'influence du poteau « E6 »



1. Section nette :

$$S_n = (2.00 + 1.925) \times (1.875 + 2.00)$$

$$S_n = 15.21 \text{ m}^2$$

- Section brute : $S_b = 4.275 \times 4.325$

$$S_b = 18.489 \text{ m}^2.$$

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5.60 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5.60 \text{ KN/m}^2$.

c. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse :**

$$P = 5.84 \times 18.489 = 107.97 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage :**

$$P = 5.60 \times 15.21 = 85.176 \text{ KN.}$$

d. Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.275 = 11.22 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.325 = 11.35 \text{ KN.}$$

D'où le poids totale :

$$P = 11.22 + 11.35$$

Ce qui donne : **$P = 22.57 \text{ KN.}$**

e. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 18.489 = 18.489 \text{ KN.}$
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 15.21 = 22.815 \text{ KN.}$
- Plancher RDC , S / sol : $Q_8 = 2.5 \times 15.21 = 38.025 \text{ KN.}$

f. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

- Poids de poteaux de S / Sol :

$$G = 0.35 \times 0.40 \times 4.08 \times 25 = 14.28 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau du RDC ; 1^{er} ; 2^{eme} ; 3^{eme} étage :

$$G = 0.35 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 10.71 \text{ KN.}$$

-poids de poteau du 4^{eme} ; 5^{eme} ; 6^{eme} et 7^{eme} étage

$$G = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$$

III -2 - Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

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

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + (Q_1+Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0.87 (Q_1+Q_2+Q_3) \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \\ n &\geq 5 \end{aligned}$$

III -3 - Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	1	0.87	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Q₀

Les surcharges cumulées :

Niveau 09 : Q₀=18.489 KN.

Niveau 08 : Q₁=Q₀+Q₁= 41.304 KN.

Niveau 07 : Q₂=Q₀+ Q₁+Q₂= 64.119 KN.

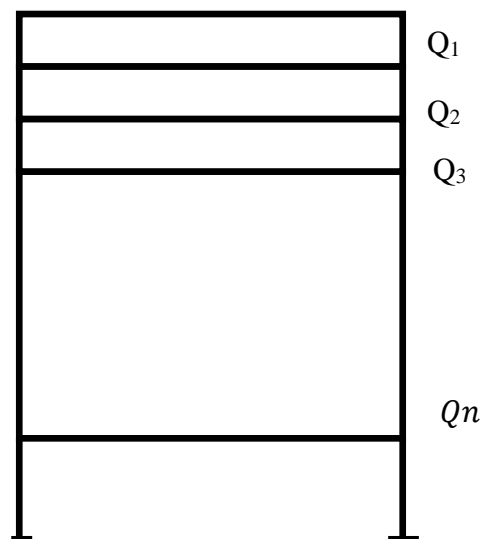
Niveau 06 : Q₃= Q₀+ Q₁+Q₂+Q₃= 86.934 KN.

Niveau 05 : Q₄= Q₀+0.87 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄)= 97.885 KN.

Niveau 04 : Q₅= Q₀+0.80 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅)= 109.749 KN.

Niveau 03 : Q₆= Q₀+0.75 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆)= 121.156 KN

Niveau 02 : Q₇= Q₀+0.71 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+Q₆+Q₇)= 131.879 KN.



Niveau RDC : $Q_{RDC} = Q_0 + 0.68 (7Q_1) + RDC = 18.489 + 0.68 (7 \times 22.815 + 38.025) = 165.113 \text{ KN}$.

Niveau S/SOL : $Q_{S/SOL} = Q_0 + 0.66 (7Q_1) + RDC$
 $+ S/SOL = 18.489 + 0.66(7 \times 22.815) + 0.66 \times 38.025 + 38.025 = 187.016 \text{ KN}$.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_e+Q_e$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée	Section adoptée
7	84.645	19.625	6.89	111.16	343.649	23.085	63.585	407.234	271.489	30x30
6	84.645	19.625	6.89	111.16	454.809	23.085	86.670	541.479	360.956	30x30
5	84.645	19.625	6.89	111.16	565.969	23.085	109.755	675.724	450.480	30x30
4	84.645	19.625	6.89	111.16	677.129	23.085	132.84	809.969	539.979	35x35
3	84.645	19.625	6.89	111.16	788.289	23.085	155.925	944.214	629.476	35x35
2	84.645	19.625	6.89	111.16	899.449	23.085	179.010	1078.459	718.970	35x35
1	84.645	19.625	6.89	111.16	1010.609	38.475	217.485	1228.094	818.730	40x40
RDC	84.645	19.625	8.91	113.18	1123.789	38.475	255.96	1379.749	919.830	40x40
S/sol	84.645	19.625	6.89	111.16	1234.949	38.475	294.435	1529.384	1019.580	40x40

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**h_e**) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e \text{ : est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ **Poteau (30x30)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 30 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 30 \geq \frac{360}{20} = 18.00 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (35x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 35 \geq \frac{360}{20} = 18.00 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 40 \geq 25 \\ \text{Min}(b, h) = 40 \geq 18.00 \text{ cm} \\ 1/4 < 1.14 < 4 \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Eviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); noté le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3/12$

B : section transversal du poteau ($B = a \times b$)

$$\lambda = L_f/i \Rightarrow i_{\min} = 0.7L_0\sqrt{12/b}$$

Pour le sous-sol : (40x40) cm²

$$L_0 = 4,08 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 28,26 < 50 \text{ vérifiée}$$

Pour l'étage courant : (30x30) cm²

$$L_0 = 3.06 \text{ [m]} \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50 \text{ vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

Calcul des plancher**Introduction :**

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

Plancher en corps creux**I - Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

I-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

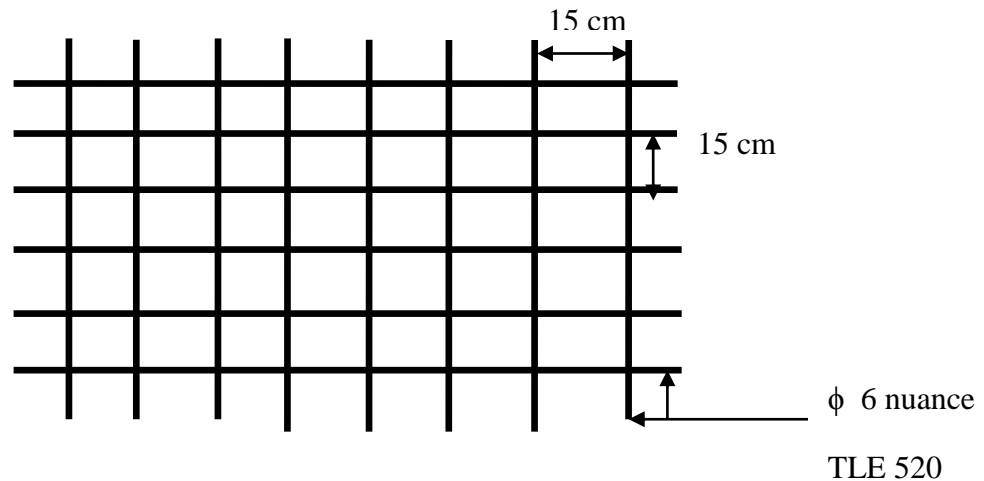
$$\underline{D'où} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

I-2- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.



FigIII-1 Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

II – Calcul de la poutrelle :

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.

II –1- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

II –1-1- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

II –1-2- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

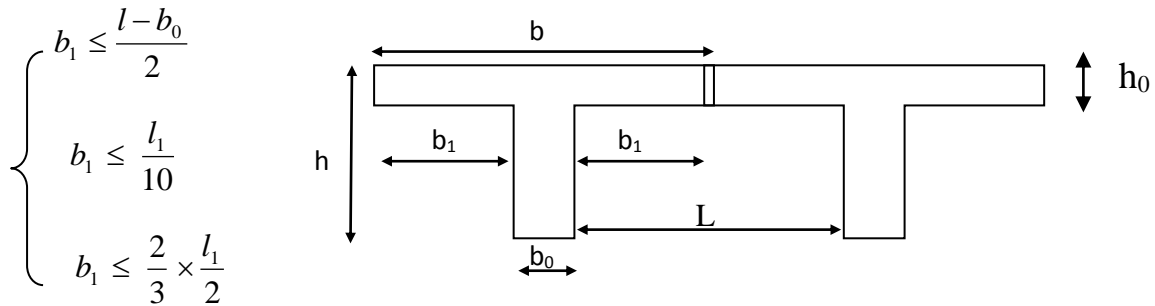


Fig III-2 schémas de la poutrelle.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.00$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

III - Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

$Q_{\text{plancher}} = 1.5 \text{ KN/ml}$.

III-1- Calcul à L'ELU :

III-1-1- Combinaison de charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1.5) = 3.25 \text{ KN/ml}$

III-1-2- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3.25 \times (4.00)^2}{8} = 6.5 \text{ KN.m}$$

III-1-3- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.25 \times 4.00}{2} = 6.5 \text{ KN}$$

III-1-4- Calcul de la section d'armature :

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.53 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

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

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.

III – 2- Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

$$b_1 \leq \frac{4.00}{10} = 40.00 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 133.33 \text{ cm}$$

On prend : $\mathbf{b = 26.5 \text{ cm}}$

IV - Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

IV -1- Méthode forfaitaire :

IV-1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.5 \text{ (service)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.2 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.2 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow *la condition est vérifiée.*

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

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{375}{375} = 1.00$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{375}{310} = 1.20 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{310}{375} = 0.82 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{375}{375} = 1.00 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

IV-2- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

IV-3- Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

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

0.6 M_0 -----> pour une poutre de 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 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant

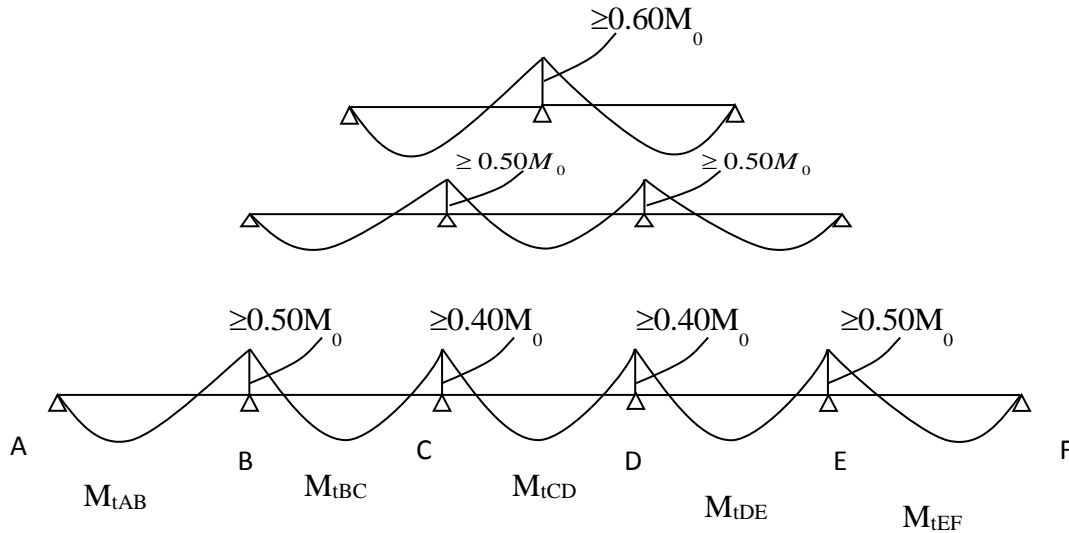


Fig III-3 les différents types des planchers.

V - Application : Plancher à usage d’habitation

V -1- Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.60 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.25 \times 0.65 = 2.11 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.08 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 5.75 \text{ KN / ml}$

➤ **Schéma statique de calcul :**

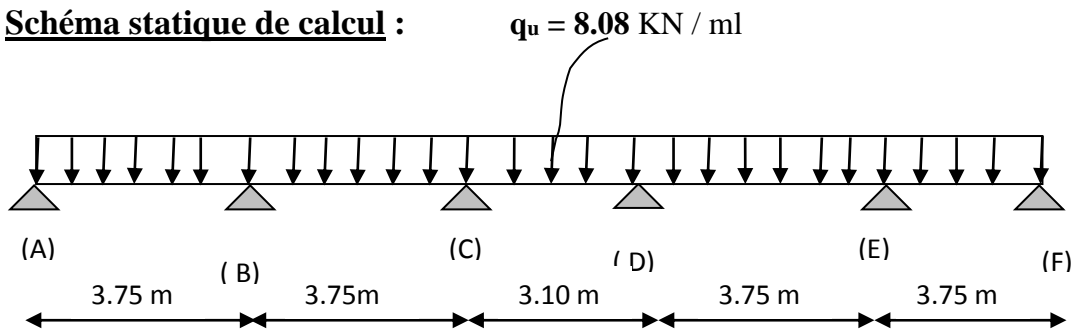


Fig III-4 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

V -2- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{5.60 + 1.5} = 0.21 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.21	1.063	0.531	0.631

V -2-1- Calcul des moments isostatique :

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
L(m)	3.75	3.75	3.10	3.75	3.75
M ₀	12.92	12.92	8.83	12.92	12.92

➤ Aux appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	3.87	6.46	3.53	3.53	6.46	3.87

V -2-2- Calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A - B

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.063 \times 12.92 - \frac{3.87 + 6.46}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 8.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.631 \times 12.92 = 8.15 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 8.57 \text{ KN} \cdot \text{M}$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{iBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iBC} \geq 1.063 \times 12.92 - \frac{6.46 + 3.53}{2}$$

$$M_{iBC} \geq 8.74 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{02} = 0.531 \times 12.92 = 6.86 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iBC} = 8.74 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire C- D**

$$\diamond M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.063 \times 8.83 - \frac{3.53 + 3.53}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 5.85 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{03} = 0.531 \times 8.83 = 4.70 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iCD} = 4.70 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.063 \times 12.92 - \frac{3.53 + 6.46}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 8.74 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{04} = 0.531 \times 12.92 = 6.86 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iDE} = 8.74 \text{ KN. m}$

➤ **Travée de rive E - F**

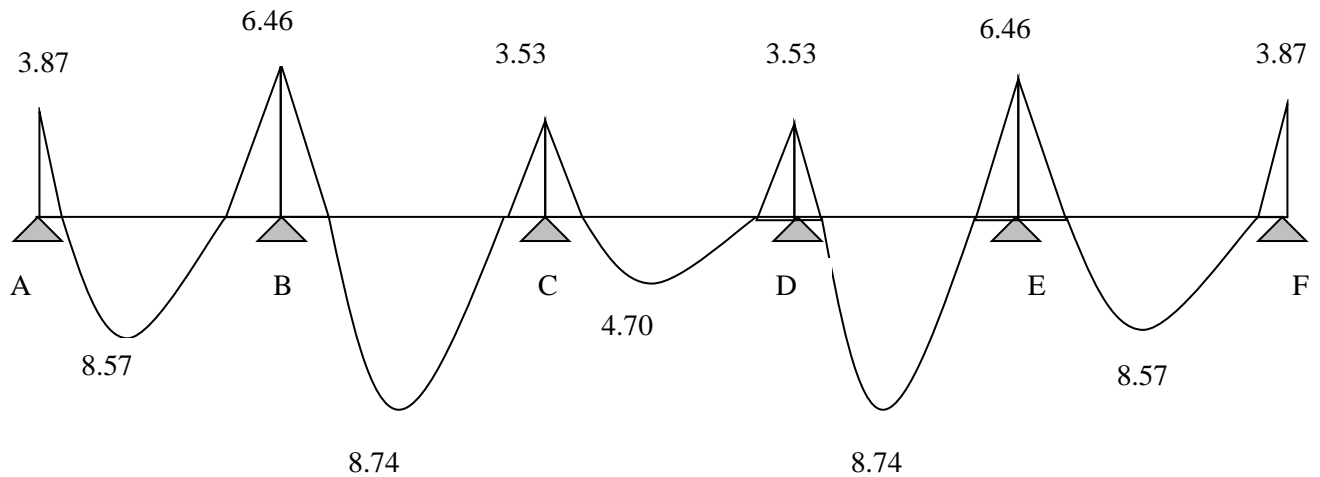
$$\diamond M_{iEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1.063 \times 12.92 - \frac{6.46 + 3.87}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 8.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\blacklozenge M_{tEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.631 \times 12.92 = 8.15 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tEF} = 8.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$



FigIII-5 : Diagramme des moments fléchissant

V -2-3- Calcul de l'effort tranchant :

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

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

➤ **La travée A – B**

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

$$V_A = V_A = \frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.87)}{3.75} = 14.46 \text{ KN}$$

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

$$V_B = -\frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.87)}{3.75} = -15.84 \text{ KN}$$

➤ La travée B–C

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

$$V_B = V_B = \frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-3.53) - (-6.46)}{3.75} = 15.93 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-3.53) - (-6.46)}{3.75} = -13.68 \text{ KN}$$

➤ La travée C–D

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

$$V_C = V_C = \frac{8.08 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.53) - (-3.53)}{3.10} = 12.52 \text{ KN}$$

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

$$V_D = V_D = -\frac{8.08 \times 3.10}{2} + \frac{(-3.53) - (-3.53)}{3.10} = -12.52 \text{ KN}$$

➤ La travée D–E

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

$$V_D = V_D = \frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.53)}{3.75} = 14.36 \text{ KN}$$

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

$$V_E = V_E = -\frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.53)}{3.75} = -15.93 \text{ KN}$$

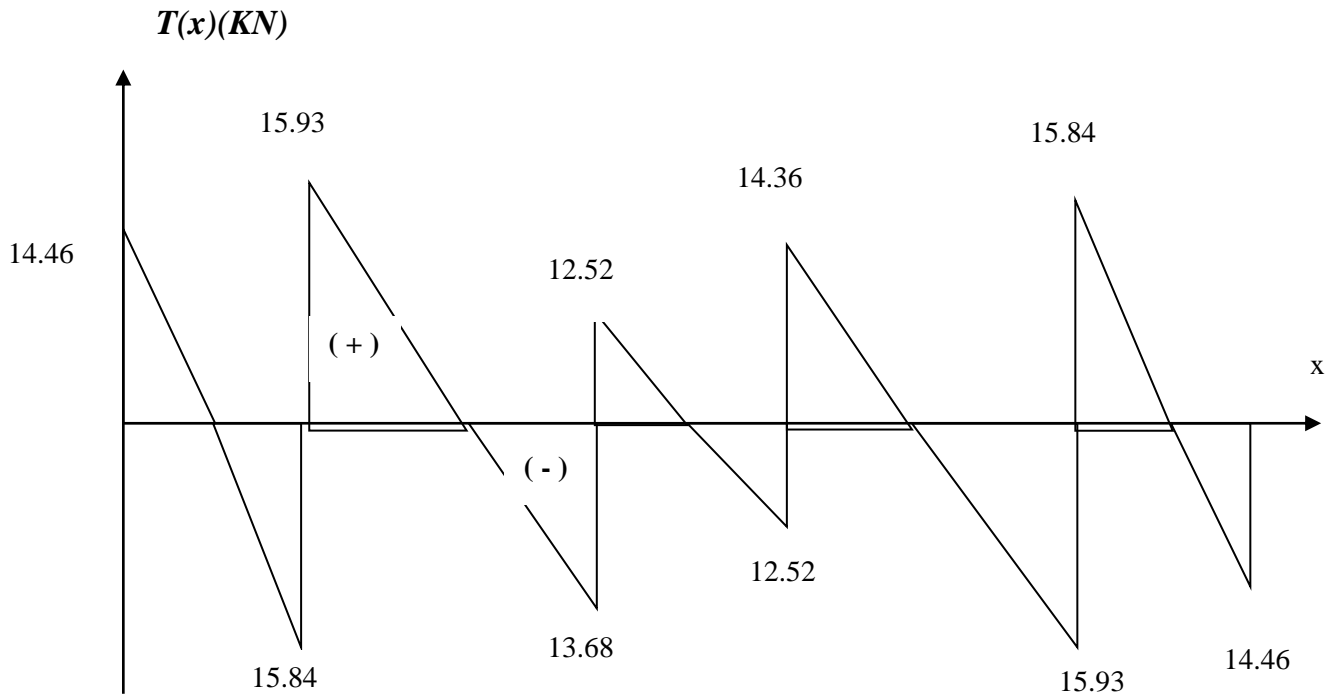
➤ La travée E–F

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

$$V_E = V_E = \frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-3.87) - (-6.46)}{3.75} = 15.84 \text{ KN}$$

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

$$V_F = V_F = -\frac{8.08 \times 3.75}{2} + \frac{(-3.87) - (-6.46)}{3.10} = -14.46 \text{ KN}$$



FigIII-6 : diagramme des efforts tranchants

V -3- Ferraillage à l'ELU :

V -3-1 – Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.74 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6.46 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ **En travées** :

$$M_t^{\max} = 8.74 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 8.74 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

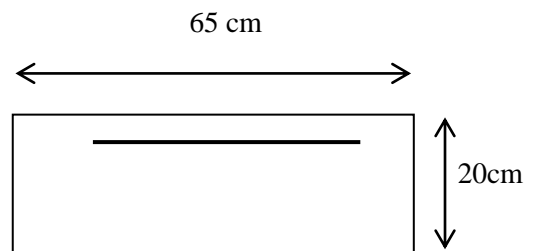
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.74 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,030$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.74 \times 10^5}{0,985 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.42 \text{ cm}^2$$



Remarque :

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6.46 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.46 \times 10^4}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.117.$$

$$\mu = 0,117 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.46 \times 10^4}{0,937 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.1 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{2HA10 + 1HA12 = 2.70 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

En travée : 3HA 14 = 4.62 cm².

Aux appuis : 2HA 10 + 1HA12 = 2.7 cm².

Pour les aciers de continuité, on place 2HA8 = 1.00 cm²

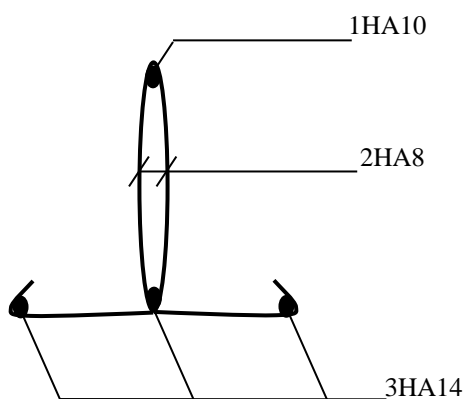


Fig III-7 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée

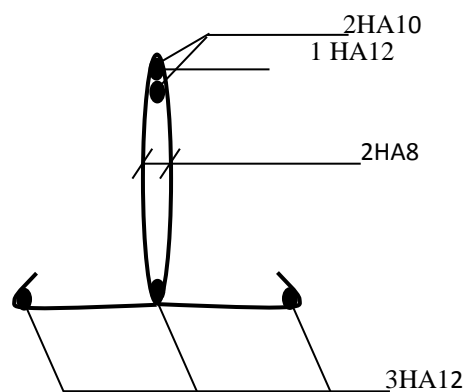


Fig III-8 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

V -3-2 – Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57cm$$

On adopte : 2 HA8 = 1.00 cm²

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

V -3-3 – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

VI - Vérification à l'ELU :**VI -1- Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI -2- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 14.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14.62 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,676 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,676 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI -3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (4 \times 12) = 150.72 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.62 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150.72} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

VI -4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton :**

$$V^{\max}_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V^{\max}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V^{\max}_u = 15,93 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 2,70 \geq \frac{1,15}{400} \left(14,62 + \frac{6,46}{0,9 \times 18} \right) = 0,043$$

⇒ condition vérifiée.

VI -5- l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour fe E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

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

VI -6- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 15,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15,93 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,136$$

$$\tau_u = 0,136 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

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

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

$$\tau_u = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII - Calcul à l' E L S :

VII -1 - Moment de flexion à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.889$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.08 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.75 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.711$$

VII -1- 1- Les moments en travées :

$$M_{IAB} = 8.57 \times 0.711 = 6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{IBC} = 8.74 \times 0.711 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ICD} = 4.7 \times 0.711 = 3.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{IDE} = 8.74 \times 0.711 = 6.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{IEF} = 8.57 \times 0.711 = 6.1 \text{ KN.m}$$

VII -1- 2- Les moments aux appuis :

$$M_A = 3.87 \times 0.711 = 2.75 \text{ KN.m}$$

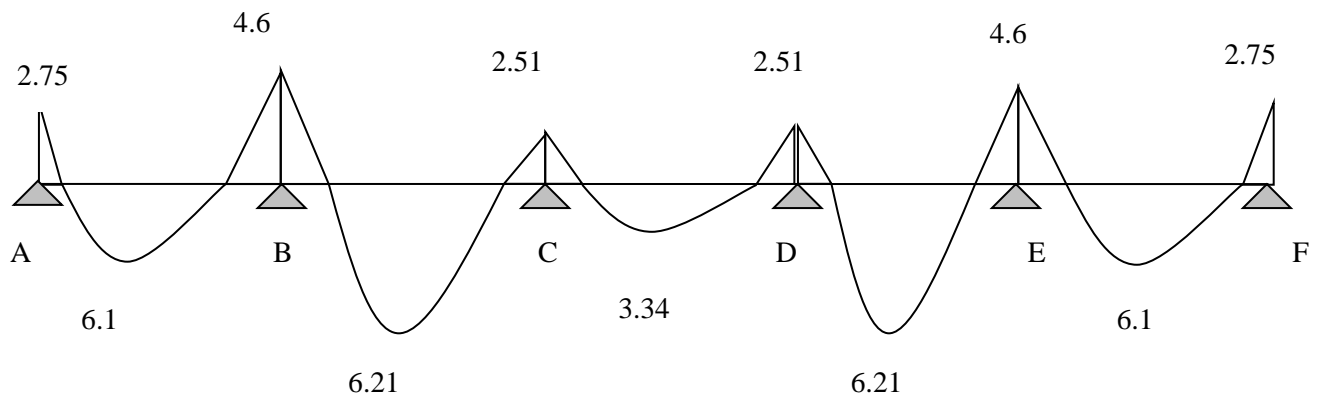
$$M_B = 6.46 \times 0.711 = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.53 \times 0.711 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3.53 \times 0.711 = 2.51 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 6.46 \times 0.711 = 4.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 3.87 \times 0.711 = 2.75 \text{ KN.m}$$



FigIII-9 : Diagramme des moments fléchissant

VII -2 - Effort tranchant à l'E.L.S :

➤ **Travée A – B :**

$$V_A = 14.46 \times 0.711 = 10.28 \text{ KN}$$

$$V_B = -15.84 \times 0.711 = -11.26 \text{ KN}$$

➤ **Travée B – C :**

$$V_B = 15.93 \times 0.711 = 11.33 \text{ KN}$$

$$V_C = -13.68 \times 0.711 = -9.73 \text{ KN}$$

➤ **Travée C – D :**

$$V_C = 12.52 \times 0.711 = 8.90 \text{ KN}$$

$$V_D = -12.52 \times 0.711 = -8.90 \text{ KN}$$

➤ **Travée D – E :**

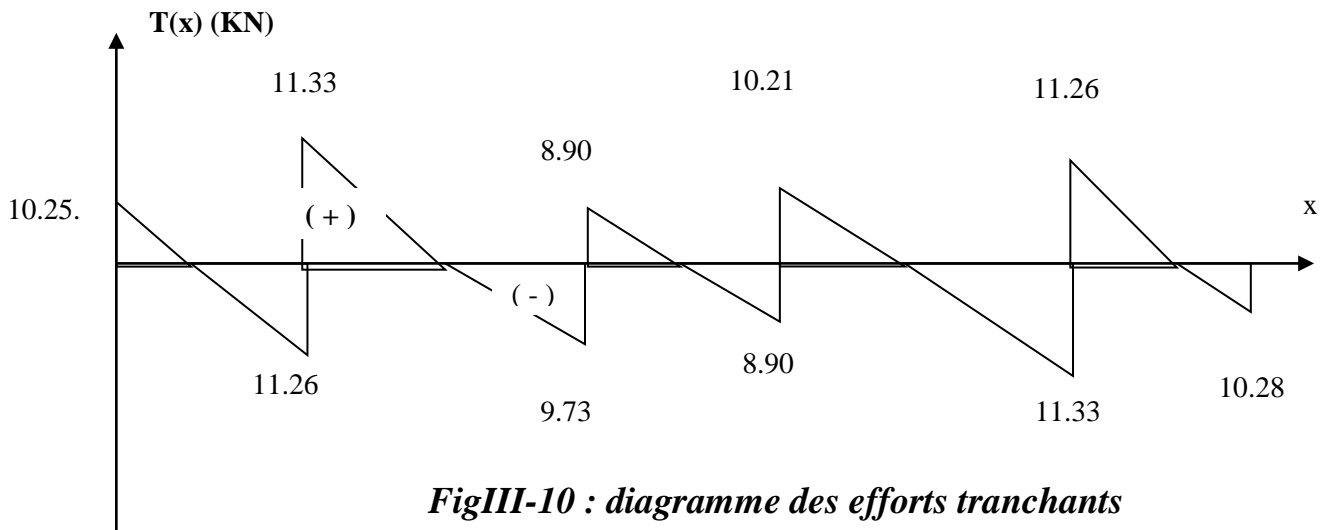
$$V_D = 14.36 \times 0.711 = 10.21 \text{ KN}$$

$$V_E = -15.93 \times 0.711 = -11.33 \text{ KN}$$

➤ **Travée E – F :**

$$V_E = 15.84 \times 0.711 = 11.26 \text{ KN}$$

$$V_F = -14.46 \times 0.711 = -10.28 \text{ KN}$$



VII -3 - Vérification à l'E.L.S :

VII -3 -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,
 ⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

VII -3 -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.14$$

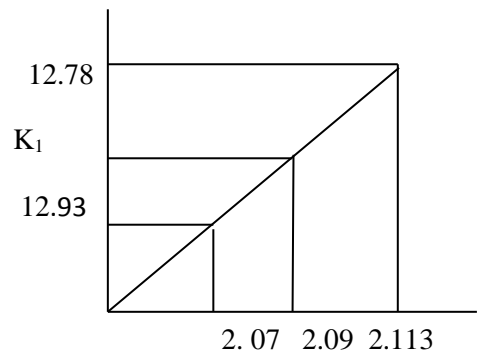
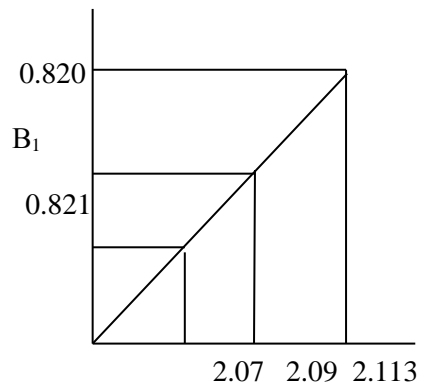
Interpolation :

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{\beta_1 - 0.821}{0.820 - 0.821}$$

$$\beta_1 = 0.820$$

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{K_1 - 12.93}{12.78 - 12.93}$$

$$K_1 = 12.86 \quad \text{-----} \rightarrow \quad K = 0.077$$



$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.74 \times 10^6}{0.820 \times 18 \times 4.62 \times 10^3} = 128.16 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 9.86 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.25 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.46 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 156.56 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 8.61 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII -3 -3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

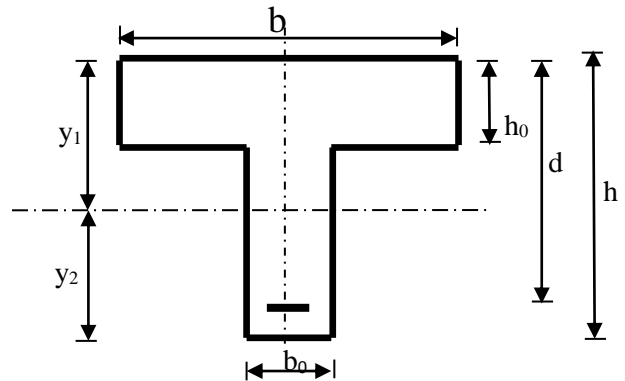
$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 17296.2 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0,0214$$



figIII-11 section en TEE

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0214} = 0,76$$

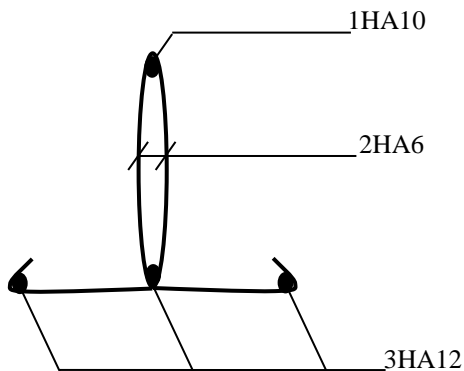
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,76 ; 0\} = 0,76$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 17296,2}{1 + 0,78 \times 0,76} = 11944,9 \text{ Cm}^4$$

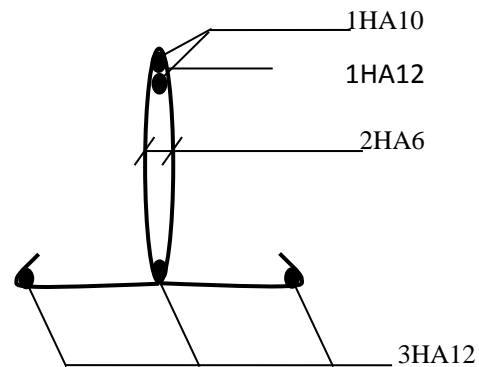
D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{17,42 \times 4,00^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11944,9 \times 10^{-8}} = 0,021 \text{ m} < \bar{f} = 9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



figIII-12 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



figIII-13 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

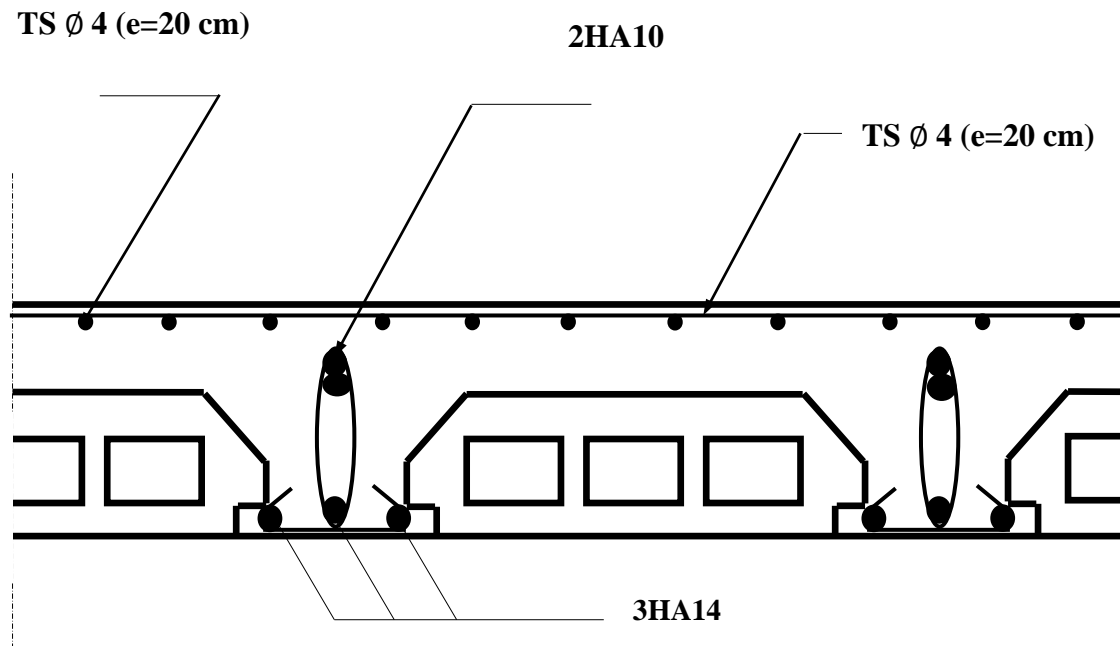


Fig. III-14 : Plan de ferrailage du plancher

Calcul des plancherIntroduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

Plancher en corps creuxI - Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

I-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

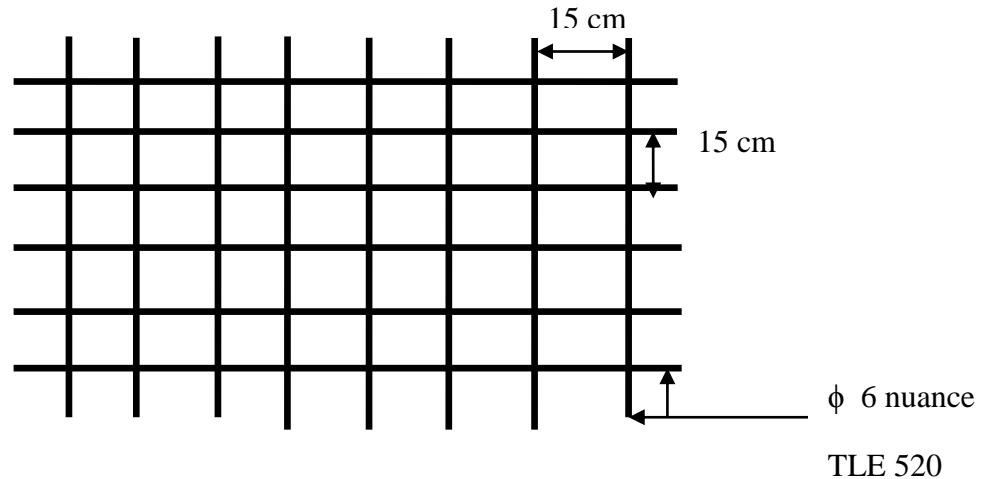
$$\underline{D'où} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

I-2- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.



FigIII-2-1. Treillis soudés de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

II – Calcul de la poutrelle :

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.

II –1- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

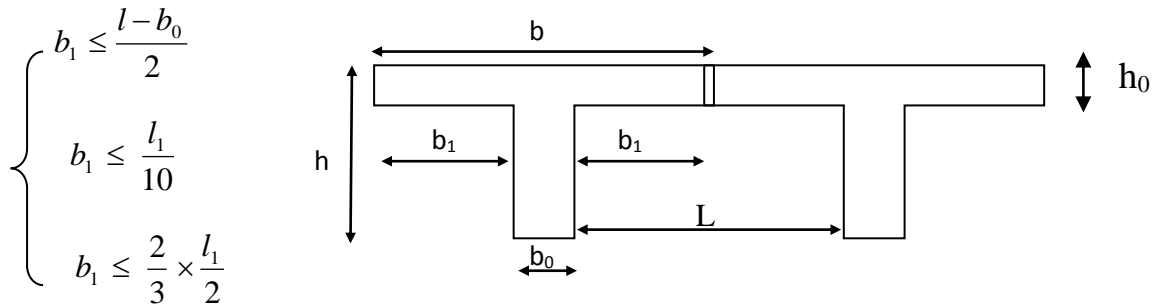
II –1-1- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

II –1-2- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



figIII-2-2 la poutrelle.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.00$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

III - Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{KN/ml}$

Surcharge due a l'usage commercial : $Q = 2.5 \text{KN/ml}$.

III-1- Calcul à L'ELU :

III-1-1- Combinaison de charges :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (2.5) = 4.75 \text{KN/ml}$

III-1-2- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4.75 \times (4.00)^2}{8} = 9.5 \text{ KN.m}$$

III-1-3- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4.75 \times 4.00}{2} = 9.5 \text{ KN}$$

III-1-4- Calcul de la section d'armature :

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

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 13.93 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

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

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.

III – 2- Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

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

$$b_1 \leq \frac{4.00}{10} = 40.00 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 133.33 \text{ cm}$$

On prend : **b = 26.5 cm**

IV - Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

IV -1- Méthode forfaitaire :

IV-1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.5 \text{ (service)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.2 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11.2 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow *la condition est vérifiée.*

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

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{375}{375} = 1.00$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{375}{310} = 1.20 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{310}{375} = 0.82 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{375}{375} = 1.00 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

IV-2- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

IV-3- Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

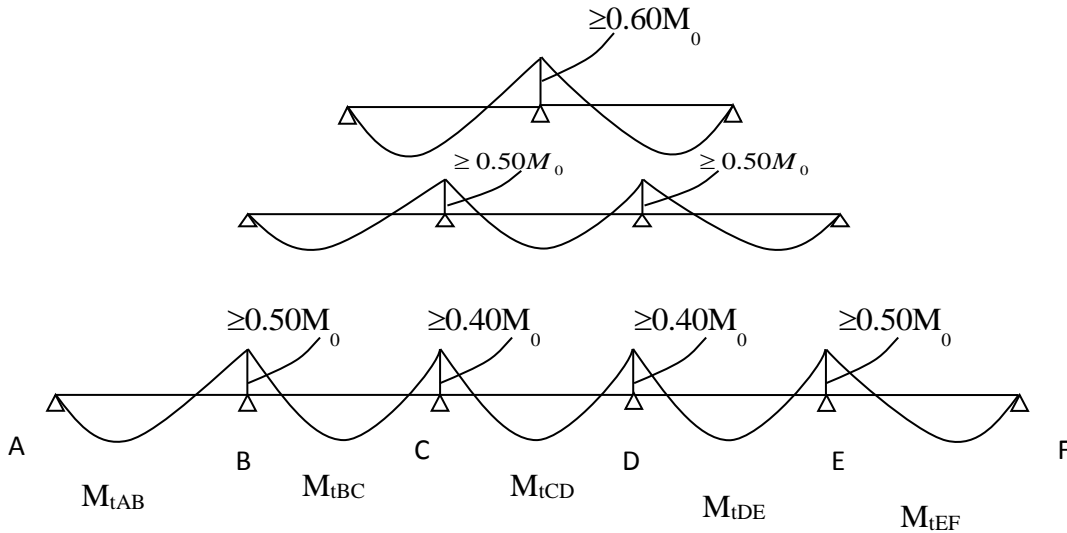
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 -----> pour une poutre de 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 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



figIII-2-3 les différents types des planchers.

V - Application : Plancher à usage service

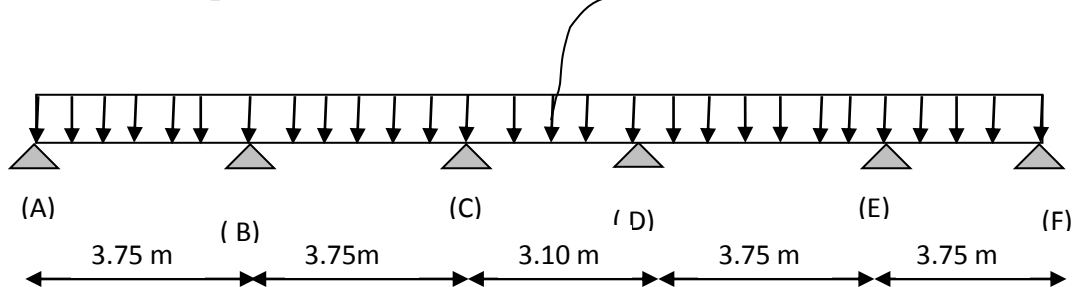
V -1- Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.60 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml} \\ Q = 4.75 \times 0.65 = 3.087 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.54 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 6.73 \text{ KN / ml}$

➤ **Schéma statique de calcul** : $q_u = 9.54 \text{ KN / ml}$



figIII-2-4 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

V -2- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.60 + 2.5} = 0.31 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.31	1.093	0.546	0.646

V -2-1- Calcul des moments isostatique :

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
L(m)	3.75	3.75	3.10	3.75	3.75
M_0	16.77	16.77	11.46	16.77	16.77

➤ Aux appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	5.031	8.38	4.58	4.58	8.38	5.031

V -2-2- Calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A - B

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.093 \times 16.77 - \frac{5.031 + 8.38}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 11.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.646 \times 16.77 = 10.83 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 11.62 \text{ KN} \cdot \text{M}$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{iBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iBC} \geq 1.093 \times 16.77 - \frac{8.38 + 4.58}{2}$$

$$M_{iBC} \geq 11.85 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{02} = 0.546 \times 16.77 = 9.15 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iBC} = 11.85 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire C- D**

$$\diamond M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.093 \times 11.46 - \frac{4.58 + 4.58}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 7.94 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{03} = 0.546 \times 11.46 = 6.26 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iCD} = 7.94 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.093 \times 16.77 - \frac{4.58 + 8.38}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 11.85 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{04} = 0.546 \times 16.77 = 9.15 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{iDE} = 11.85 \text{ KN. m}$

➤ **Travée de rive E - F**

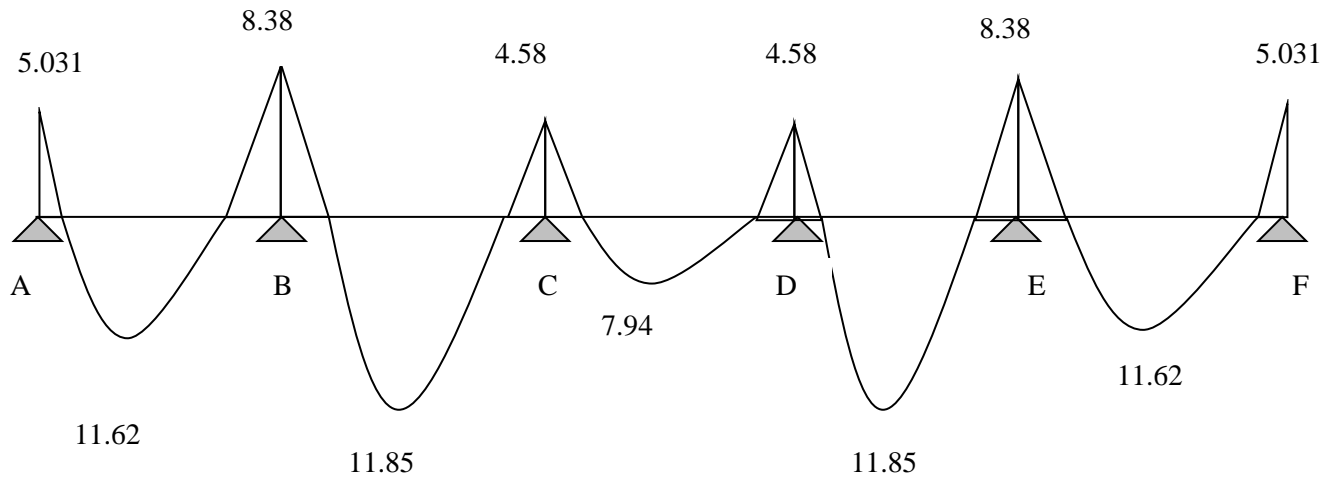
$$\diamond M_{iEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1.093 \times 16.77 - \frac{8.38 + 5.031}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 11.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\blacklozenge M_{tEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.646 \times 16.77 = 10.83 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tEF} = 11.62 \text{ KN} \cdot \text{m}$



FigIII-2-5 : Diagramme des moments fléchissant

V -2-3- Calcul de l'effort tranchant :

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

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

➤ **La travée A – B**

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

$$V_A = \frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-8.38) - (-5.031)}{3.75} = 16.99 \text{ KN}$$

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

$$V_B = -\frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-8.38) - (-5.031)}{3.75} = -18.78 \text{ KN}$$

➤ La travée B-C

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

$$V_B = V_B = \frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-4.58) - (-8.38)}{3.75} = 18.90 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-4.58) - (-8.38)}{3.75} = -16.87 \text{ KN}$$

➤ La travée C-D

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

$$V_C = V_C = \frac{9.54 \times 3.10}{2} + \frac{(4.58) - (-4.58)}{3.10} = 14.78 \text{ KN}$$

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

$$V_D = V_D = -\frac{9.54 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.58) - (-4.58)}{3.10} = -14.78 \text{ KN}$$

➤ La travée D-E

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

$$V_D = V_D = \frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-8.38) - (-4.58)}{3.75} = 16.87 \text{ KN}$$

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

$$V_E = V_E = -\frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-8.38) - (-4.58)}{3.75} = -18.90 \text{ KN}$$

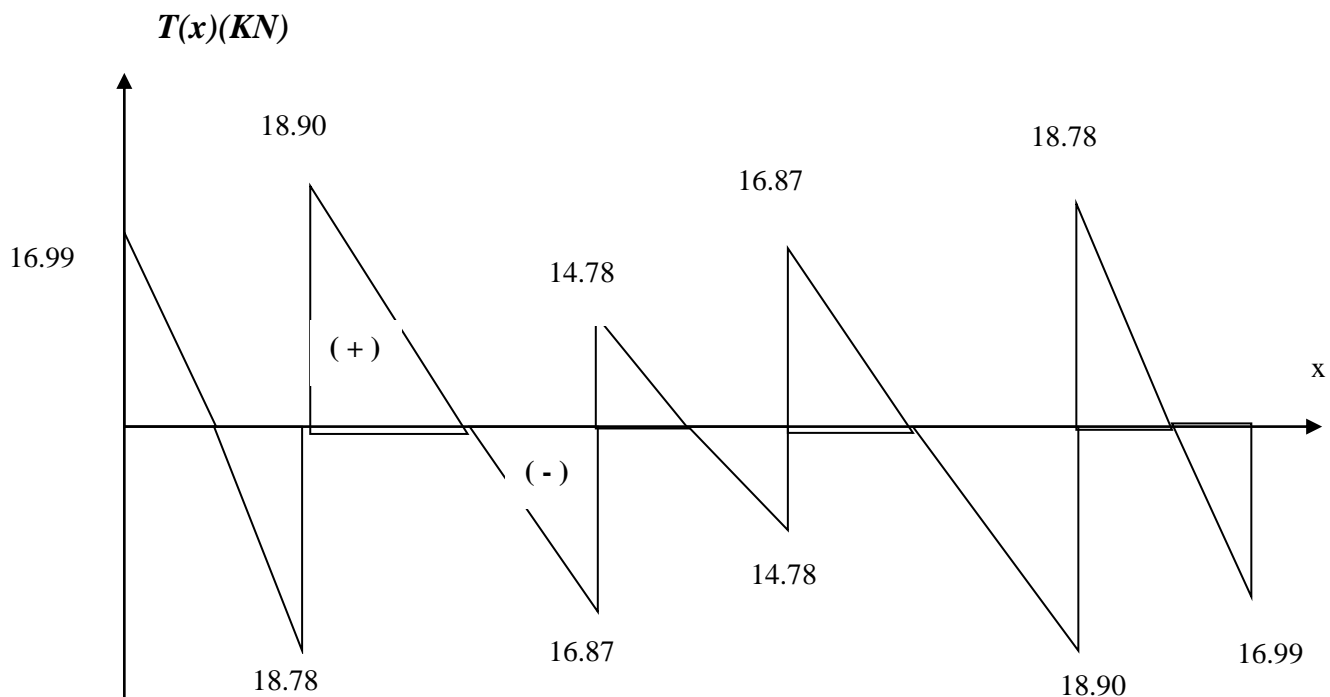
➤ **La travée E-F**

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

$$V_E = V_E = \frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.031) - (-8.38)}{3.75} = 18.78 \text{ KN}$$

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

$$V_F = V_F = -\frac{9.54 \times 3.75}{2} + \frac{(-5.031) - (-8.38)}{3.10} = -16.99 \text{ KN}$$



FigIII-2-6 : diagramme des efforts tranchants

V -3- Ferraillage à l'ELU :

V -3-1 – Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 11.85 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 8.38 \text{ KN.m}$$

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

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

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 11.85 \text{ KN.m}$$

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

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 11.85 \text{ KN.m} \langle M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

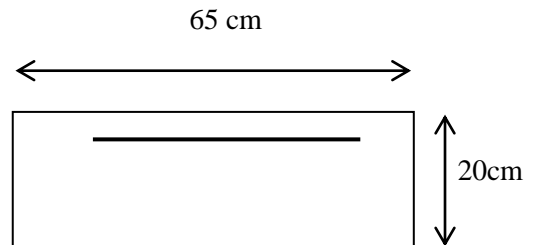
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.85 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.85 \times 10^5}{0,981 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.92 \text{ cm}^2$$



Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.38 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8.38 \times 10^4}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.152$$

$$\mu = 0,152 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.152 \Rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_y} = \frac{8.38 \times 10^4}{0,917 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.46 \text{ cm}^2.$$

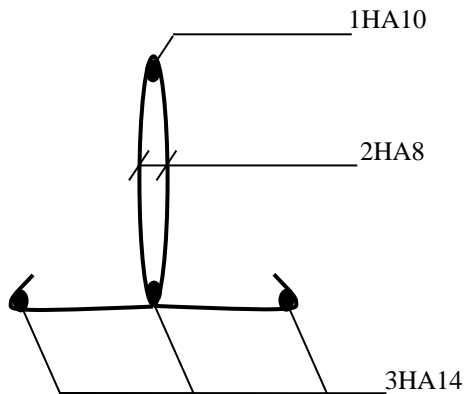
$A_a = 1.1 \text{ cm}^2$. On adopte $2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.70 \text{ cm}^2$

Conclusion :

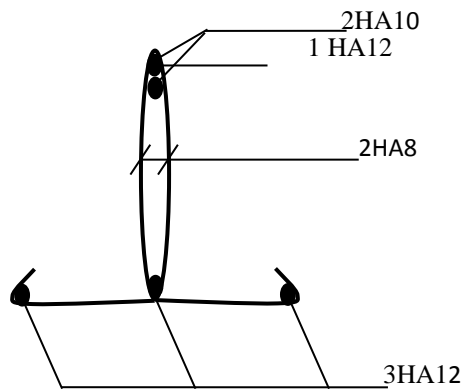
En travée : $3\text{HA} 14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2\text{HA} 10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$.

Pour les aciers de continuité, on place $2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$



figIII-2-7 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



figIII-2-8 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

V -3-2 – Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57\text{cm}$$

On adopte : $2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

V -3-3 – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

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

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

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

VI - Vérification à l'ELU :**VI-1- Condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 18.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 18.90 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (4 \times 12) = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.90 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150.72} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

VI-4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 18.90 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 2,70 \geq \frac{1,15}{400} \left(18,90 + \frac{8,38}{0,9 \times 18} \right) = 0,055$$

⇒ condition vérifiée.

VI -5- l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

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

VI -6- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 18,90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18,90 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,161$$

$$\tau_u = 0,161 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII - Calcul à l' E L S :**VII -1 - Moment de flexion à l'E.L.S :** (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.705$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.54 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 6.73 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.705$$

VII -1- 1- Les moments en travées :

$$M_{iAB} = 11.62 \times 0.705 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = 11.85 \times 0.705 = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = 7.94 \times 0.705 = 5.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} = 11.85 \times 0.705 = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{iEF} = 11.62 \times 0.705 = 8.19 \text{ KN.m}$$

VII -1- 2- Les moments aux appuis :

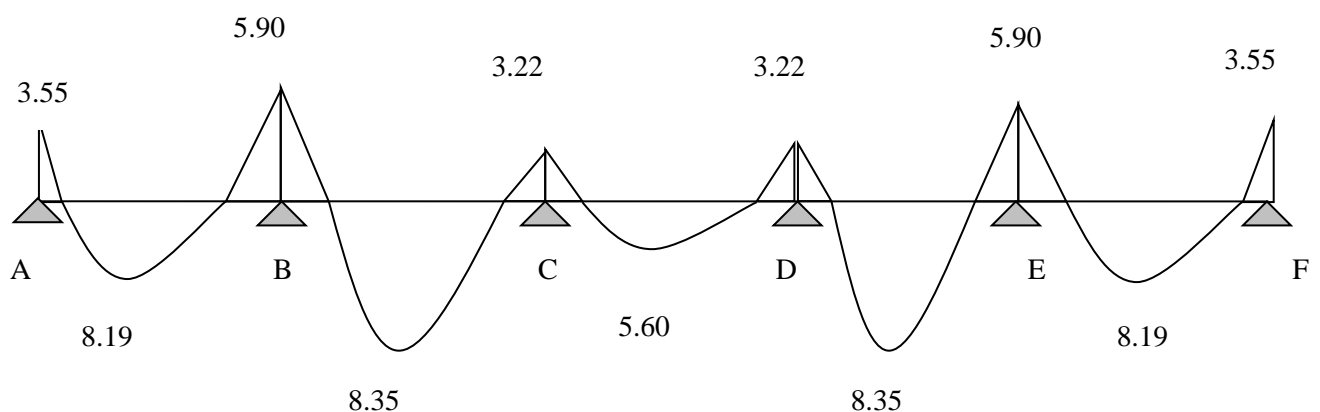
$$M_A = 5.031 \times 0.705 = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 5.031 \times 0.705 = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 8.38 \times 0.705 = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 8.38 \times 0.705 = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.58 \times 0.705 = 3.22 \text{ KN.m}$$



FigIII-2-9. Diagramme des moments fléchissant

VII -2 - Effort tranchant à l'E.L.S :➤ **Travée A – B :**

$$V_A = 16.99 \times 0.705 = 11.97 \text{ KN}$$

$$V_B = -18.78 \times 0.705 = -13.24 \text{ KN}$$

➤ **Travée B – C :**

$$V_B = 18.90 \times 0.705 = 13.32 \text{ KN}$$

$$V_C = -16.87 \times 0.705 = -11.89 \text{ KN}$$

➤ **Travée C – D :**

$$V_C = 14.78 \times 0.705 = 10.42 \text{ KN}$$

$$V_D = -14.78 \times 0.705 = -10.42 \text{ KN}$$

➤ **Travée D – E :**

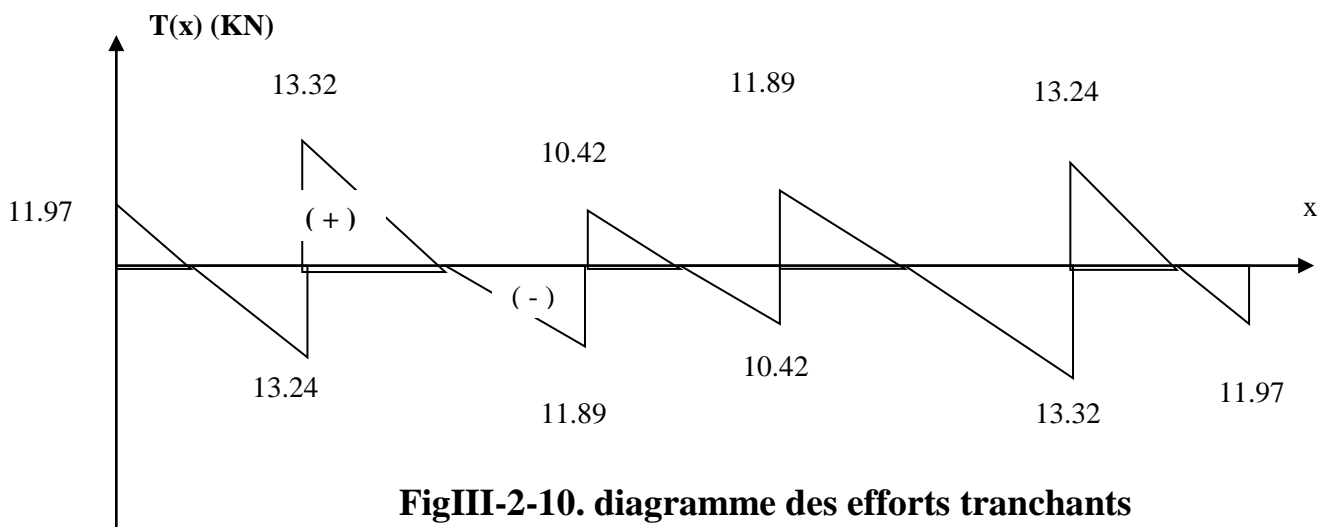
$$V_D = 16.87 \times 0.705 = 11.89 \text{ KN}$$

$$V_E = -18.90 \times 0.705 = -13.32 \text{ KN}$$

➤ **Travée E – F :**

$$V_E = 18.78 \times 0.705 = 13.24 \text{ KN}$$

$$V_F = -16.99 \times 0.705 = -11.97 \text{ KN}$$

**FigIII-2-10. diagramme des efforts tranchants**

VII -3 - Vérification à l'E.L.S :

VII -3 -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

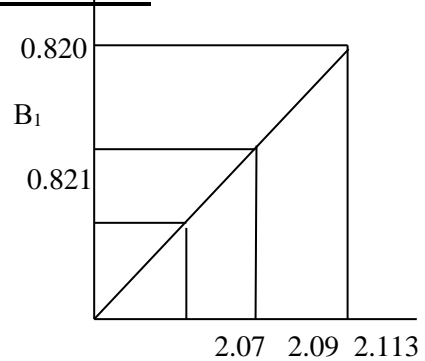
Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

VII -3 -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$



➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.14$$

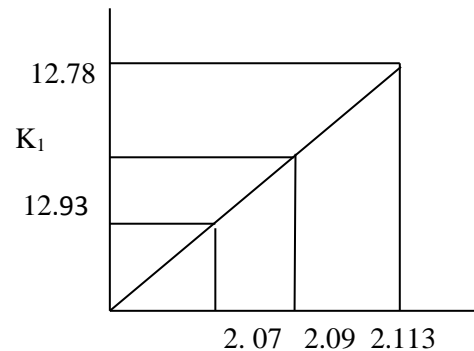
Interpolation :

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{\beta_1 - 0.821}{0.820 - 0.821}$$

$$\beta_1 = 0.820$$

$$\frac{2.09 - 2.07}{2.113 - 2.07} = \frac{K_1 - 12.93}{12.78 - 12.93}$$

$$K_1 = 12.86 \quad \text{-----} \rightarrow K = 0.077$$



$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.86 \times 10^6}{0.820 \times 18 \times 4.62 \times 10^3} = 173.92 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 13.4 < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.25 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.86 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 265.5 \text{ MPa}$$

K. $\sigma_s = 14.60 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

VII -3 -3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

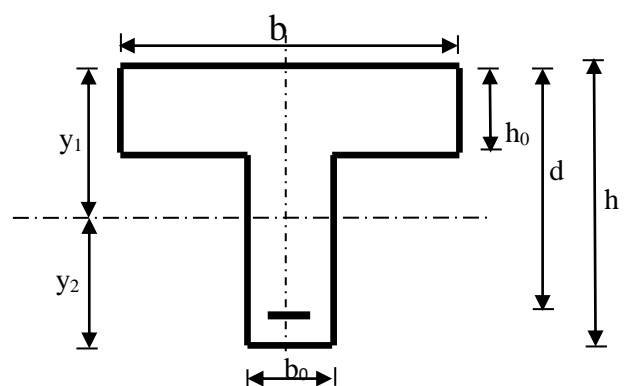
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :



figIII-2-11 : la poutrelle.

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 17296.2 \text{ cm}^2$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.0214$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0214} = 0.76$$

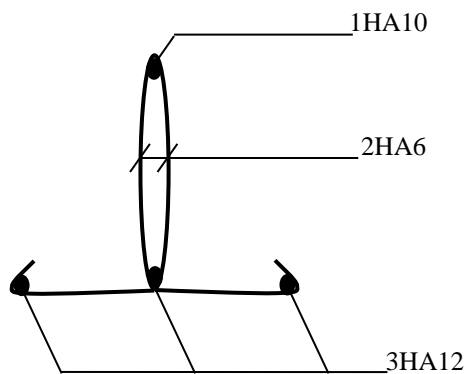
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.76 ; 0\} = 0.76$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 17296.2}{1 + 0.78 \times 0.76} = 11944.9 \text{ cm}^4$$

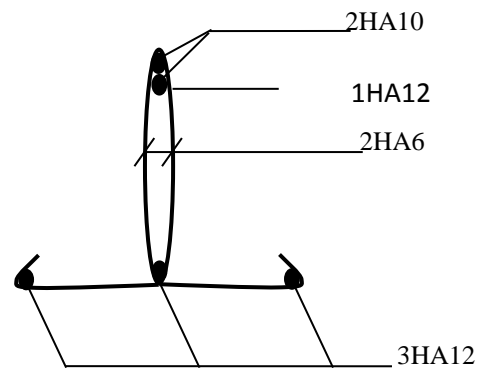
D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{16.77 \times 4.00^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11944.9 \times 10^{-8}} = 0.020m < \bar{f} = 9mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



figIII-2-12 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



figIII-2-13 : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

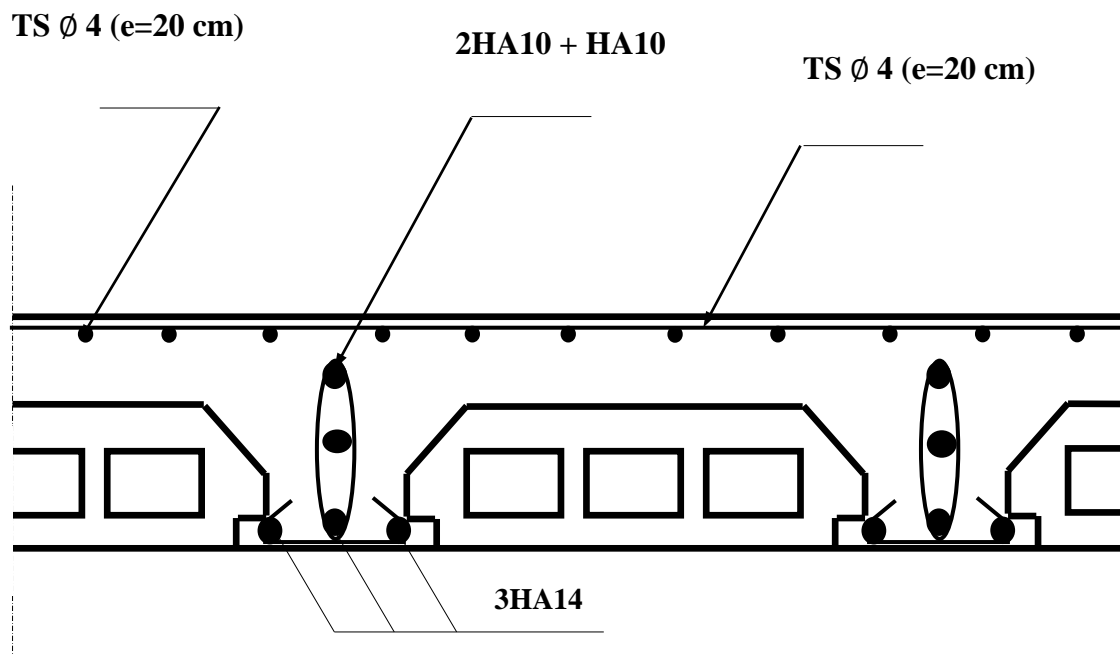
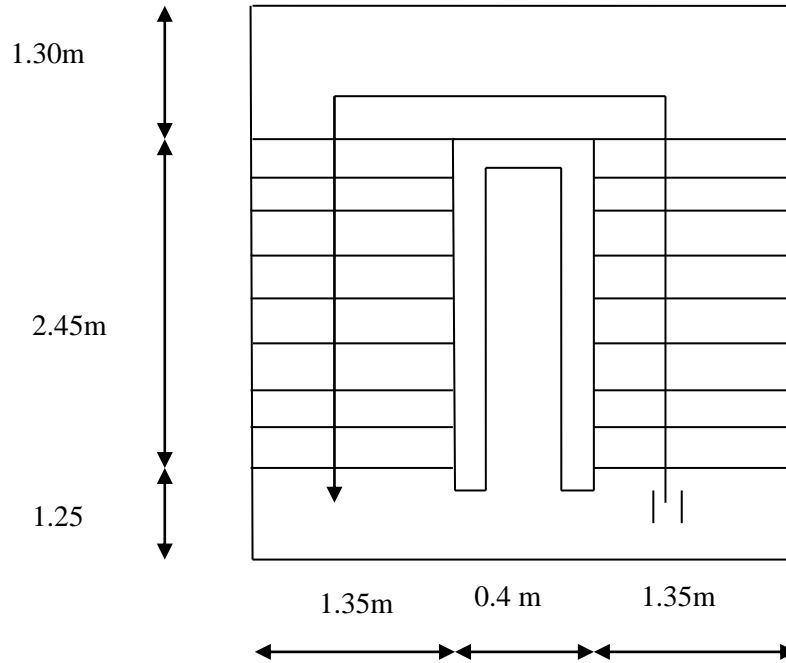


Fig. III -2-14: Plan de ferrailage du plancher

III-1 Etude de l'escalier :**figIII-3-1 schémas de l'escalier.**

N.B : Les deux volées sont identiques, donc le calcul se fera par un seul sens.

Généralement pour un bâtiment collectif à usage d'habitation ou publique la hauteur de la marche doit être telle que :

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

$$25 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On prend **h = 17cm** et **g = 30cm**

III-2 Calcul le nombre de marche et contre marche :➤ **Les Contres marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

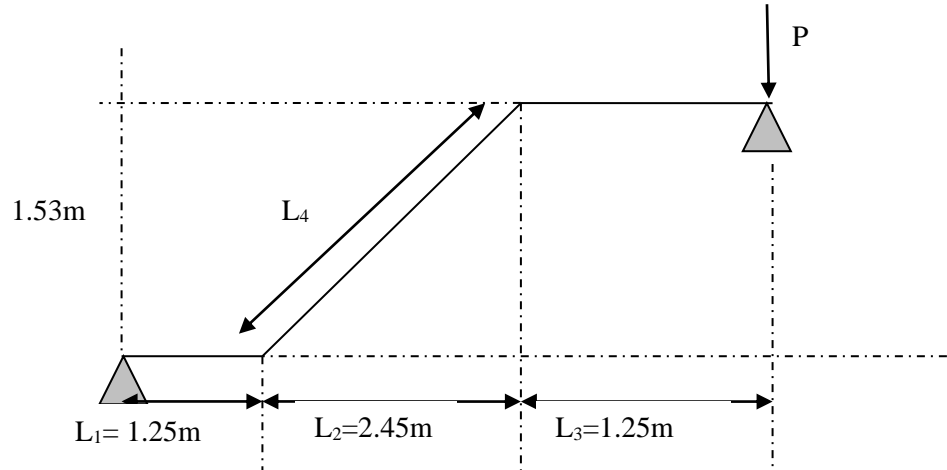
➤ **Les marches :**

$$m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$$

III-3 pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et de palier (e_p) est donnée par la relation suivante

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$



$$\operatorname{tge} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.53}{2.45} = 0.6244 \Rightarrow \alpha = 31.98^\circ$$

figIII-3-2 : schémas statique.

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L_4} \Rightarrow L_4 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.45}{\cos 31.98} = 2.88m$$

$$L_0 = L_1 + L_4 + L_3 = 1.25 + 2.88 + 1.25 = 5.38 \text{ m} \Rightarrow L_0 = 5.38m$$

$$\frac{538}{30} \leq e_p \leq \frac{538}{20} \Rightarrow 17.93 \leq e_p \leq 26.9$$

On adopte $e_p = 18 \text{ cm}$

III-4 détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparté sur la paillasse.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une portée, une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) les charges permanentes :1-La paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.18 \times 1\text{m} = 4.5 \text{ KN/m}$
- Poids de la marche : $25 \times (0.17/2) \times 1 = 2.125 \text{ KN/m}$
- Poids de calage scellés : $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44\text{KN/m}$
- Lit de sable : $18 \times 0.02 \times 1 = 0.36\text{KN/m}$
- Poids de mortier de pose : $22 \times 0.02 \times 1 = 0.44\text{KN/m}$
- Poids du garde-corps : $10 \times 0.02 \times 1 = 0.2\text{KN/m}$

} poids de revêtement

$$G_{\text{tot}} = 8.06 \text{ KN/m}$$

2-Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/m}$
- Poids de revêtement : 1.24 KN/m

$$G_{\text{tot}} = 5.74 \text{ KN/m}$$

P : poids du mur (agit comme une charge concentrée au niveau de l'appui (poutre palière)).

Avec : $P = G_m (H - e) \times 1 \text{ m}$

P : charge concentrée

G_m : poids du mur = 2.36 KN/m^2

H : hauteur d'étage

e : épaisseur du palier.

$$P = 2.36 \times (3.06 - 0.18) = 6.79 \text{ KN.}$$

b) les surcharges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

III-5 combinaison de charge

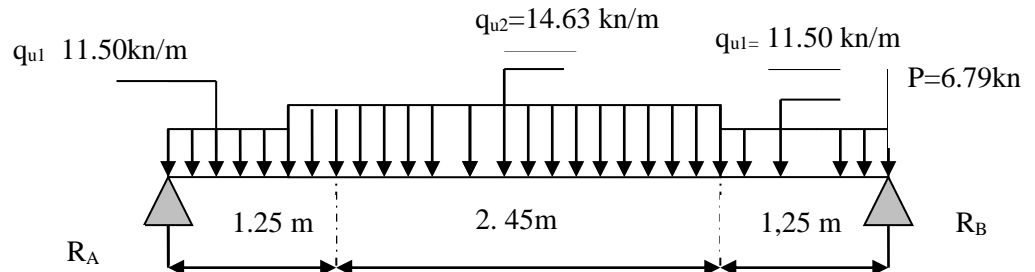
$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.06 + 1.5 \times 2.5) = 14.63 \text{ KN/m} \\ \text{Palier : } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5) = 11.50 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} \text{Paillasse : } q_{s2} = G + Q = 8.06 + 2.5 = 10.56 \text{ KN/m} \\ \text{Palier : } q_{s1} = G + Q = 5.74 + 2.5 = 8.24 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

III-6 ferrailage à l'ELU :

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément répartie.

a) schéma statique :



➤ **Réaction d'appuis :**

figIII-3-3 : Schéma statique

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.25q_{u1} + 2.45q_{u2} + 1.25q_{u1} + P = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.25 \times 11.50 + 2.45 \times 14.63 + 1.25 \times 11.50 + 6.79 = 71.38 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 71.38 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0.$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{u2} \times 2.45 \times \left(1.25 + \frac{2.45}{2}\right) + q_{u1} \times 1.25 \times (0.65 + 2.45 + 1.25) + P \times L$$

$$R_B$$

$$\times 4.95 = 11.50 \times 1.25 \times 0.625 + 14.63 \times 2.45 (1.25 + 1.225) + 11.5 \times 1.25 \times (0.65 + 2.45 + 1.25) + 6.79 \times 4.95$$

$$R_B = \frac{8.98 + 88.71 + 62.53 + 33.61}{4.95} = \frac{193.83}{4.95} = 39.15 \text{ KN}.$$

$$R_A = 71.38 - 39.15 = 32.23 \text{ KN}.$$

$$R_A = 32.23 \text{ KN}.$$

➤ calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$.

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

$$T(x) = 32.23 - 11.50x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 32.23 \text{KN} \\ T(x=1.25) = 32.23 - 11.50 \times 1.25 = 32.23 - 14.37 = 17.85 \text{KN}. \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{32.23}{11.50} = 2.80 \text{ m}$$

$$x = 2.80 \text{ m}, \quad 2.80 \notin [0; 1.25].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 32.23x - \frac{11.50}{2}x^2$$

$$M(x) = 32.23x - 5.75x^2.$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m}, & M(x=1.25\text{m}) = 23.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1.25 \leq x \leq 3.70$

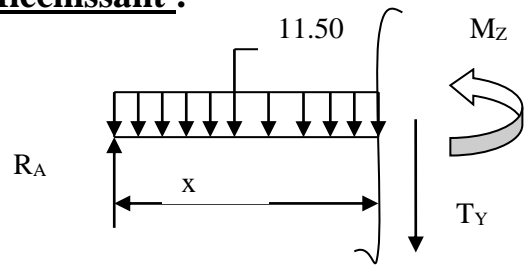
$$T(x) = R_A - q_{u1}(1.25) - q_{u2}(x-1.25)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 32.23 - 11.50 \times 1.25 = 17.85 \text{KN}. \\ T(x=3.70) = 32.23 - 11.50 \times 1.25 - 14.63(3.70 - 1.25) = -17.98 \text{KN}. \end{cases}$$

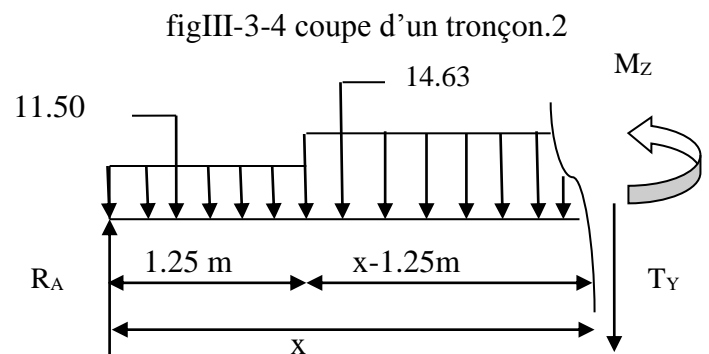
Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 1.25 - (x-1.25) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 1.25 + 1.25 \times q_{u2}}{q_{s2}} = 3.42 \text{ m}$$



figIII-3-4 : coupe d'un tronçon.1



figIII-3-4 coupe d'un tronçon.2

$$x = 3.42 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 3.70].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1.25)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 32.23 x - 11.50 \times 1.25 (x - 0.625) - 14.63 \left(\frac{(x - 1.25)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.25) = 32.23(1.25) - 11.50 \times 1.25(1.25 - 0.625) = 31.30 \text{ KN.m} \\ M(x=3.70) = 32.23(3.70) - 11.50 \times 1.25(3.70 - 0.625) - 14.63 \left(\frac{(3.70 - 1.25)^2}{2} \right) \end{array} \right.$$

$$M(x=3.70) = 31.14 \text{ KN.m}$$

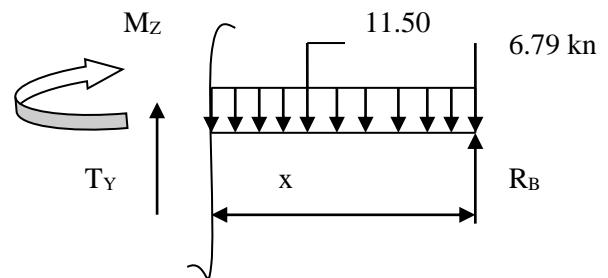
3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$.

$$T(x) = -R_B + q_{u1} \cdot x + P$$

$$T(x) = -39.15 + 11.50x + 6.79$$

$$T(x=0) \Rightarrow T_Y = -32.36 \text{ KN}$$

$$T(x=1.25) = -39.15 + 11.50 \times 1.25 + 6.79 = -39.15 + 14.37 + 6.79 = -17.99 \text{ KN}.$$



figIII-3-5 : tronçon 3

$$T(x=0) \Rightarrow -R_B + q_{u1} x + P = 0 \Rightarrow R_B = q_{u1} x + P \Rightarrow x = \frac{R_B - P}{q_{u1}} = \frac{39.15 - 6.79}{11.50} = 2.81 \text{ m}$$

$$x = 2.81 \text{ m}, \quad 2.81 \notin [0; 1.25].$$

$$M(x) = R_B x - q_{u1} \frac{x^2}{2} - Px = 39.15x - \frac{11.50}{2} x^2 - 6.79x$$

$$M(x) = 32.36 x - 5.75 x^2$$

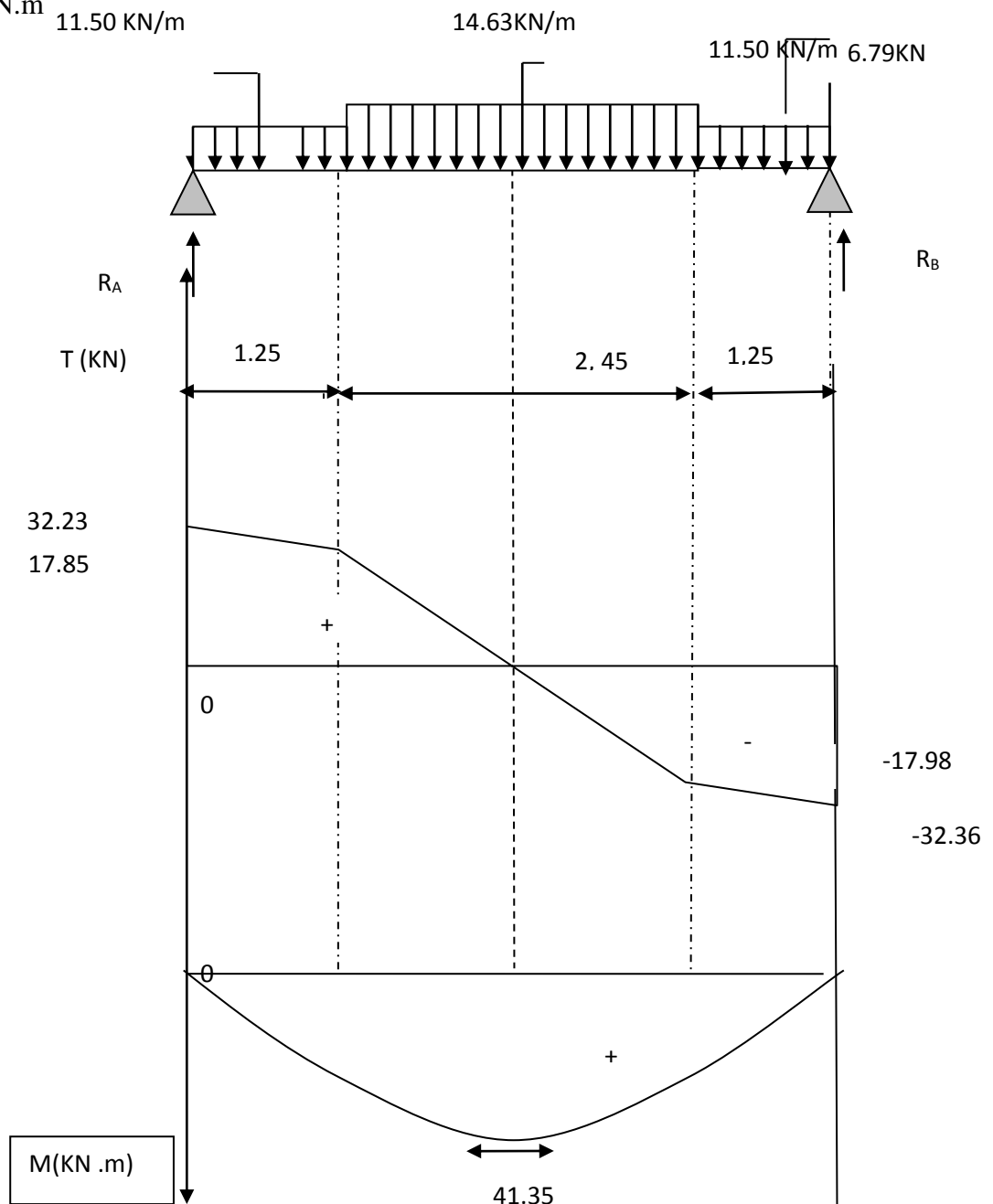
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.25) = 31.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III-7 Calcul du moment max

On a : pour $x = 2.81 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.81) = 32.23(2.81) - 11.5 \times 1.25(2.81 - 0.625) - 14.63 \left(\frac{(2.81 - 1.25)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.81) = 41.35 \text{ KN.m}$$



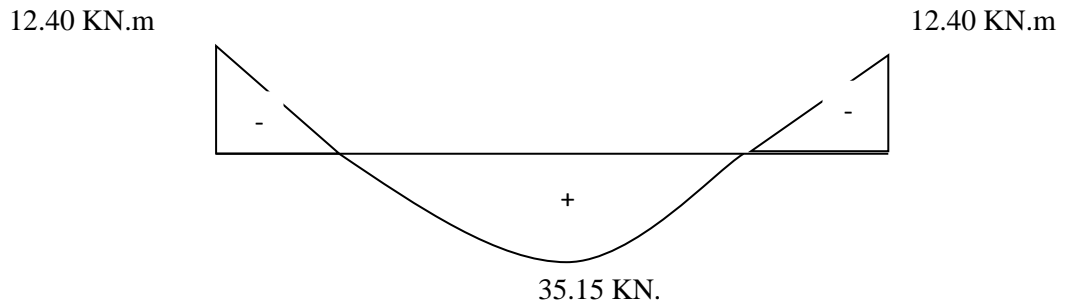
figIII-3-6 diagramme des efforts et des moments.

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (41.35) = - 12.40 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85M^{\max} = 0.85 (41.35) = 35.15 \text{ KN.m}$



FigIII-3-7 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

III-8 Calcul du ferrillage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$

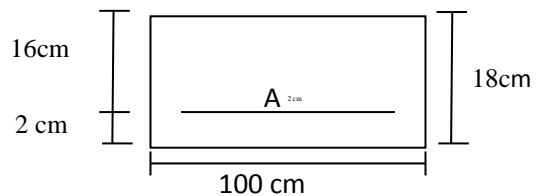


Fig. III-3-7

a) aux appuis

$M_u = - 12.40 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.40 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu_b = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.983$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.40 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.26 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de S_t = 25 cm.

-En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.12 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.096 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.949$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{35.15 \cdot 10^3}{0.949 \times 16 \times 348} = 6.65 \text{ cm}^2$$

Soit A_t = 6 HA 12 = 6.78 cm² avec un espacement S_t = 16 cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit 4AH10 = 3.14 cm². Avec un espacement de S_t = 25 cm.

III-9 Vérification :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres

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

Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{3 \times 18, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Armatures de répartition**

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\leq \min \{4 \times 18, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

c) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 32.23 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 16 cm

$$\tau_{se} = \frac{32.23}{0.9 \times 16 \times 22.61} = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.098 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

a) Ancrage des armatures

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.098 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$.

$$0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32.23 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL 91 Art A.5.1, 313)**

- Influence sur le béton

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 160 = 144 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 144 \times 1000 \times 25 = 961200 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 32.23 \text{ KN} < 961200 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers (formulaire BA page 268)**

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{f_e}}{\gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

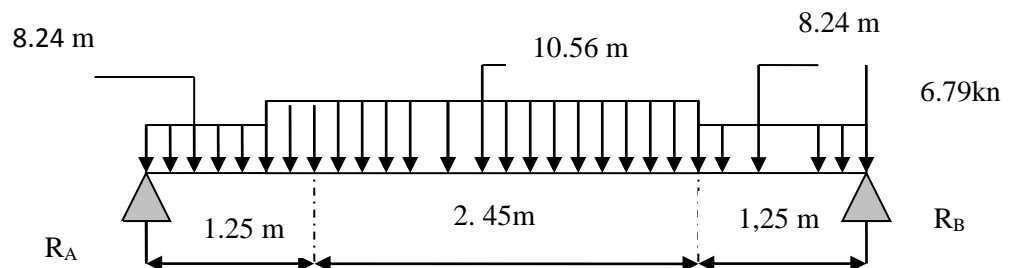
$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(32.23 \times 10^3 - \frac{12.40 \times 10^3 \times 10^3}{144} \right)$$

$$A_a \geq -1.07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -1.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

Schéma statique :



figIII-3-8 : Schéma statique

➤ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.25q_{s1} + 2.45q_{s2} + 1.25q_{s1} + P = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.25 \times 8.24 + 2.45 \times 10.56 + 1.25 \times 8.24 + 6.79 = 53.262 \text{ KN / ml}.$$

$$R_A + R_B = 53.262 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0.$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s1} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{s2} \times 2.45 \times \left(1.25 + \frac{2.45}{2}\right) + q_{s1} \times 1.25 \times (0.65 + 2.45 + 1.25) + P \times L$$

$$R_B$$

$$\times 4.95 = 8.24 \times 1.25 \times 0.625 + 10.56 \times 2.45(1.25 + 1.225) + 8.24 \times 1.25 \times (0.65 + 2.45 + 1.25) + 6.79 \times 4.95$$

$$R_B = \frac{6.43 + 64.03 + 44.80 + 33.61}{4.95} = \frac{148.87}{4.95} = 30.07 \text{ KN.}$$

$$R_A = 53.62 - 30.07 = 23.55 \text{ KN.}$$

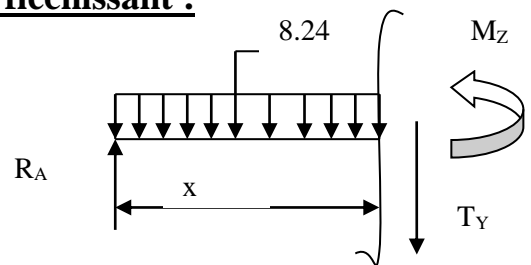
$$R_A = 23.55 \text{ KN.}$$

III-10 calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$.

$$T(x) = R_A - q_{s1}x.$$

$$T(x) = 23.55 - 8.24 x.$$



figIII-3-9 : tronçon 1

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 23.55 \text{ KN} \\ T(x=1.25) = 23.55 - 8.24 \times 1.25 = 23.55 - 10.30 = 13.25 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{s1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{23.55}{8.24} = 2.85 \text{ m}$$

$$x = 2.85 \text{ m, } 2.85 \notin [0; 1.25].$$

$$M(x) = R_A x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 23.55x - \frac{8.24}{2}x^2$$

$$M(x) = 23.55 x - 4.12 x^2.$$

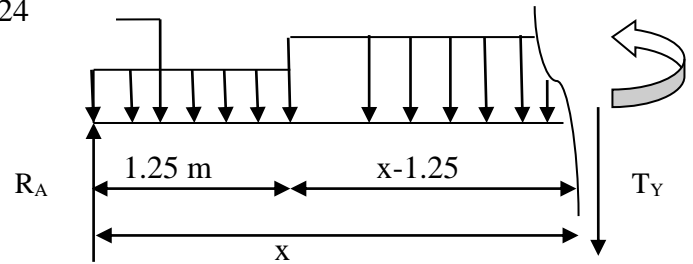
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.25) = 23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

8.24

2^{ème} tronçon : $1.25 \leq x \leq 3.7$

$$T(x) = R_A - q_{s1}(1.25) - q_{s2}(x-1.25)$$

$$\left\{ \begin{aligned} T(x=1.25) &= 23.55 - 8.24 \times 1.25 = 13.25 \text{ KN} . \\ T(x=3.7) &= 23.55 - 8.24 \times 1.25 - 10.56(3.7 - 1.25) = -12.62 \text{ KN} . \end{aligned} \right.$$



figIII-3-10 : tronçon 2

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \times 1.25 - (x-1.25) q_{s2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s1} \times 1.25 + 1.25 \times q_{s2}}{q_{s2}} = 2.50 \text{ m}$$

$$x = 2.50 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 3.7].$$

$$M(x) = R_A x - q_{s1} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{s2} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 23.55 x - 8.24 \times 1.25 (x - 0.625) - 10.56 \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right)$$

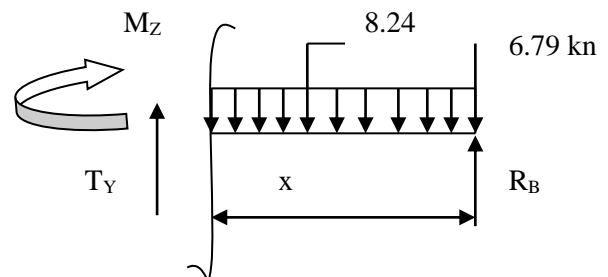
$$\left\{ \begin{aligned} M(x=1.25) &= 23.55(1.25) - 8.24 \times 1.25(1.25 - 0.625) = 23 \text{ KN.m} \\ M(x=3.7) &= 23.55(3.7) - 8.24 \times 1.25(3.7 - 0.625) - 10.56 \left(\frac{(3.7-1.25)^2}{2} \right) \\ M(x=3.7) &= 23.76 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$.

$$T(x) = -R_B + q_{s1}x + P$$

$$T(x) = -30.07 + 8.24 x + 6.79$$

$$\left\{ \begin{aligned} T(x=0) &\Rightarrow T_Y = -23.28 \text{ KN} \\ T(x=1.30) &= -30.07 + 8.24 \times 1.25 + 6.79 = -30.07 + 14.95 + 6.79 = -12.98 \text{ KN} . \end{aligned} \right.$$



figIII-3-11 : tronçon 3

$$T(x=0) \Rightarrow -R_B + q_{s1}x + P = 0 \Rightarrow R_B = q_{s1}x + P \Rightarrow x = \frac{R_B - P}{q_{s1}} = \frac{30.07 - 6.79}{8.24} = 2.82 \text{ m}$$

$$x = 2.82 \text{ m}, \quad 2.82 \notin [0; 1.25].$$

$$M(x) = R_B x - q_{s1} \frac{x^2}{2} - Px = 30.07x - \frac{8.24}{2}x^2 - 6.79x$$

$$M(x) = 23.28x - 4.12x^2$$

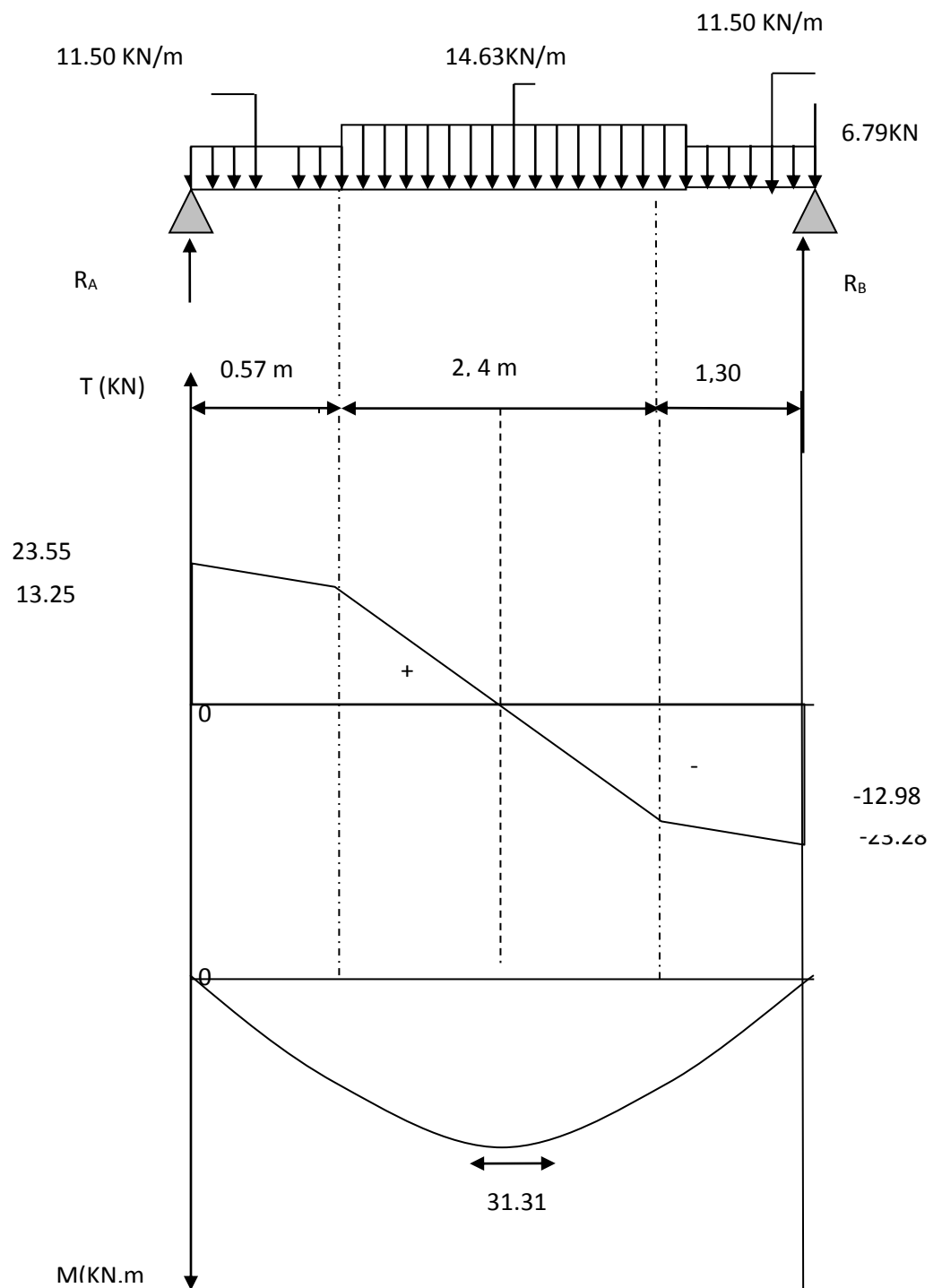
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m}, \quad M(x=1.25) = 22.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max

On a : pour $x = 2.50 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.50) = 23.55(2.50) - 8.24 \times 1.25(2.50 - 0.625) - 10.56 \left(\frac{(2.50 - 1.25)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.50) = 31.31 \text{ KN.m}$$



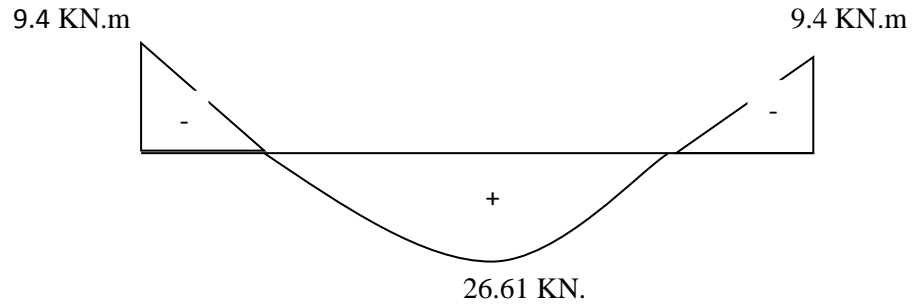
figIII-3-12 diagramme des efforts et des moments.

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (31.31) = - 9.4 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (31.31) = 26.61 \text{ KN.m}$



FigIII-3-13: Diagramme des moments fléchissant(ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

III-10-1 Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0,198$$

$$\rho_1 = 0,198 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,928 \\ K_1 = 54.44 \\ K = 0.018 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{6.15 \times 10^3}{3.14 \times 0,928 \times 16} = 131.90 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,018 \times 131.90 = 2.4 < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2.4 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{100 \times 16} = 0,29$$

• **Calcul de β**

$$\frac{\beta - 0.901}{0.900 - 0.901} = \frac{0.415 - 0.418}{0.429 - 0.418}$$

$$\beta = 0.900$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{19.45 \times 10^3}{6.78 \times 0,900 \times 16} = 199.22 [MPa].$$

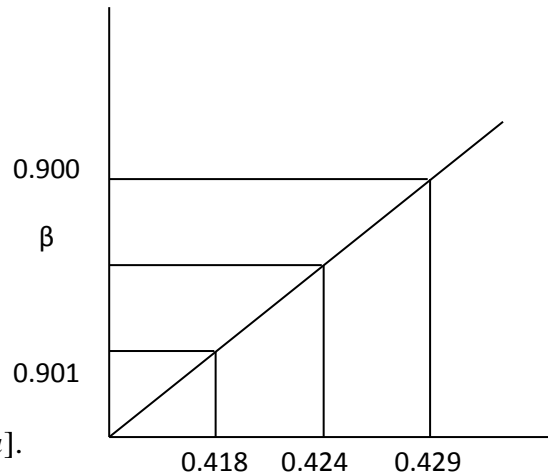


Fig. III-3-14

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 199.22 = 5.18 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-10-2 Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

2) Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{18}{427} = 0.042 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$-2) \quad \frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0.042 < 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

avec :

$$M_t = 19.45 KN \cdot m$$

$$M_0 = 22.88 KN \cdot m$$

Conclusion : La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^4 ; q_s^3) = \max(8.24 ; 10.56 ; 8.24) = 10.56 KN / ml$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

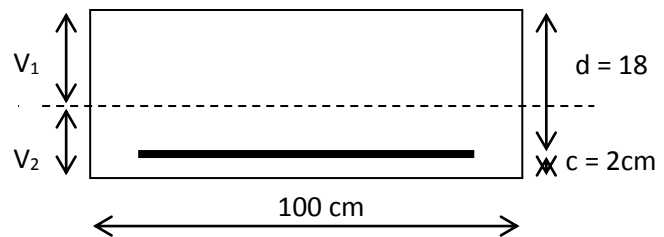
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 16$$

$$S_{xx} = 16200 + 1627.2 = 17827.2 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 18) + (15 \times 6.78)$$

$$B_0 = 1901.7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17827.2}{1901.7} = 9.37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.37 = 8.63 \text{ cm}$$

III-11 Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} ((9.37)^3 + (8.63)^3) + 15 \cdot 6.78 (8.63 - 2)^2$$

$$I = 53316.84 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.56 \cdot \times (4.27)^4}{10818.86 \cdot 10^3 \times 53316.84 \cdot 10^{-8}} = 7.92 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,792 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{427}{500} = 0.854 \text{ cm}$$

$$f = 0,792 \text{ cm} < \bar{f} = 0,854 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.6. Calcul de la poutre palière :**III.6.1. Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.70m.

III.6.2. Pré dimensionnement :**a) Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3.10\text{m} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$$

Donc : $20.66\text{cm} \leq h_t \leq 31.00\text{cm}$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25\text{cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

III.6.3. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 32.23 \text{ KN}$

ELS $T_s = 23.55 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

$$\text{a) l'ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times 1,875) + \frac{(2 \times 32.23)}{3.10}$$

$$q_u = 23.32 \text{ KN/m}$$

$$\text{b) l'ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \times 23.55)}{3.10}$$

$$q_s = 17.07 \text{ KN/ml}$$

III.6.4. Calcul des efforts à l'ELU :**a) Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23.32 \times 3.10^2}{8} = 28.01 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23.32 \times 3.10}{2} = 36.14 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 28.01 = -8.40 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 28.01 = 23.81 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

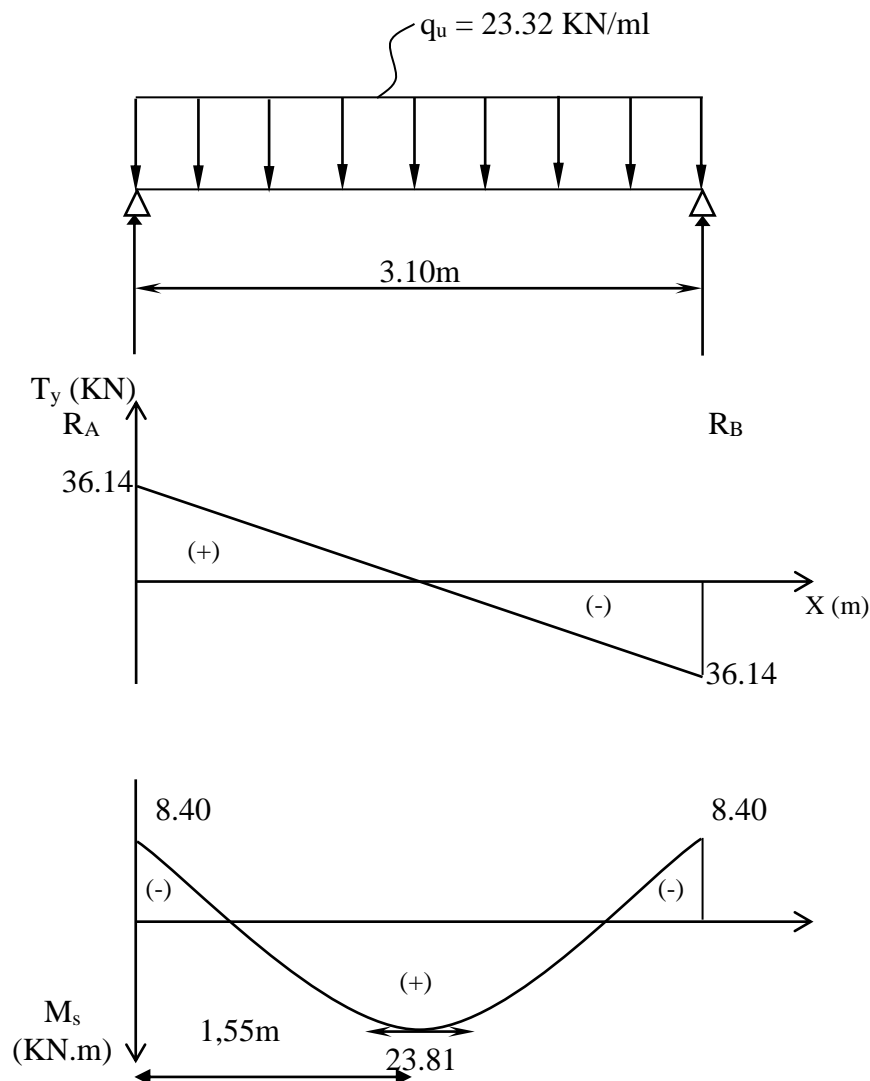


Figure III.3.2.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

C) Calcul des armatures

• **En travée**

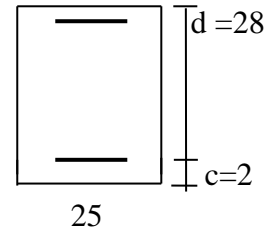
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23.81 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,086$$

$\mu_b = 0,086 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,955$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.81 \times 10^3}{0,962 \times 28 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62cm²



• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.40 \times 10^3}{30 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu_b = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0,987$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.40 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA12 = 3,39cm².

III.6.5. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2$
 $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2$

} \longrightarrow Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$T_u^{max} = 36,14 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{36,14 \times 10}{25 \times 28} = 0,51 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{36,14 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 1,087 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,087 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

-Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8,57; 25\} = 8,57 \text{mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{mm}$

Donc on adopte 2HA8 = 1.00cm². \longrightarrow (1 cadre +1 étrier) $\phi 8$

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{cm.}$$

-Espace des barres

D'après le règlement :(RPA99, Art 7.5.2.2)

1) En zone nodale

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{4,62}{0,003 \times 25} = 61,60 \text{cm}$$

2) En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{cm.}$$

III.6.6.Vérifications à l'ELS

$$q_s = 17,07 \text{KN/ml.}$$

a)Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{17,07 \times (3,10)^2}{8} = 20,50 \text{KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{17,07 \times 3,10}{2} = 26,46 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 20.50 = -6.15 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 20.50 = 17.42 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

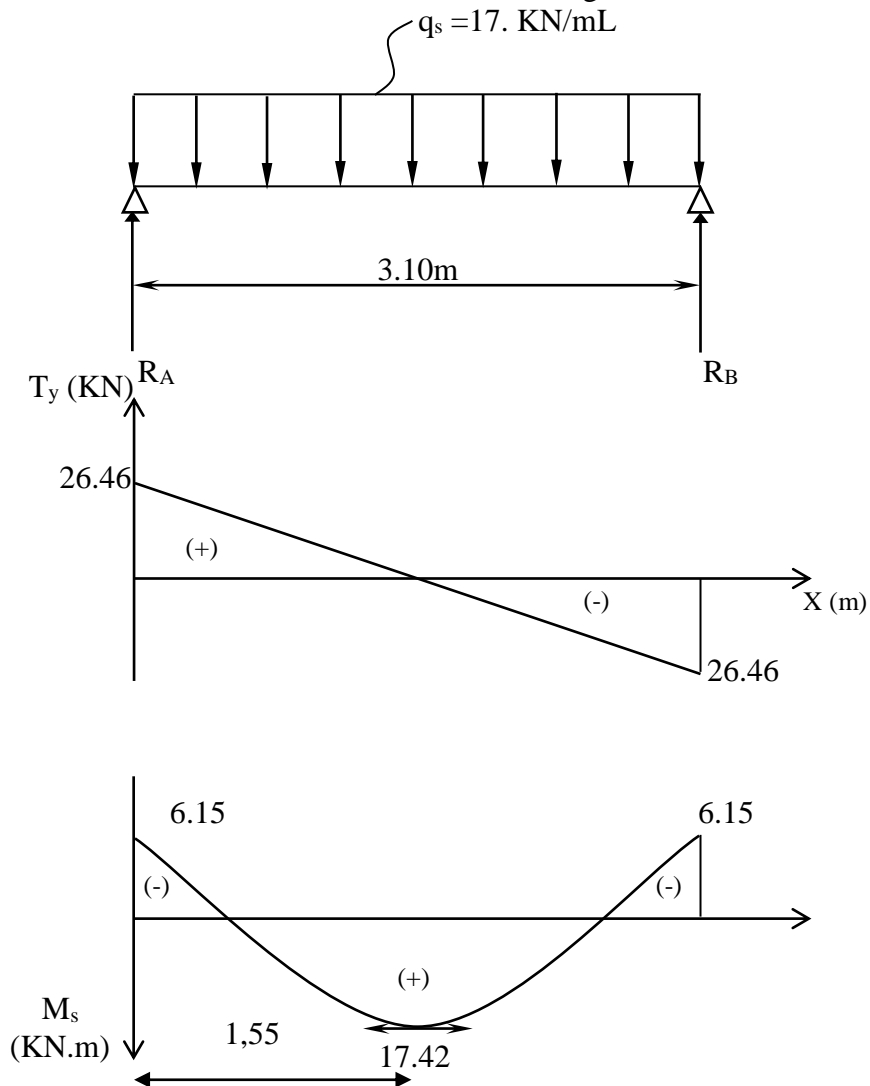


Figure III.3.2.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.6.5.1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Aux appuis

On a : $M_s^a = 6.15 \text{ KN.m}$; $A_a = 3,39 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,895$$

$$K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{St} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{6.15 \times 10^3}{0,895 \times 3.39 \times 28} = 72.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{72.4}{32,62} = 2.22 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

• En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,880$$

$$K_1 = 27,02$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{17.42 \times 10^3}{0.880 \times 4,62 \times 28} = 153.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{153.03}{27,02} = 5.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

III.6.5.2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

III.5.6. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{20.50}{10 \times 28.01} = 0,073 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 28} = 5.5 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

-Plan de ferrailage de la poutre palière :

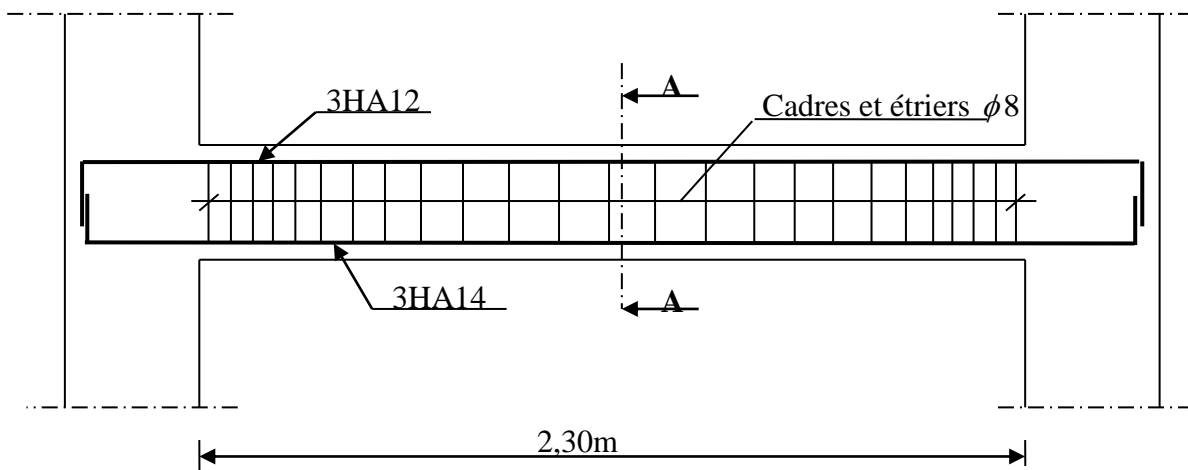
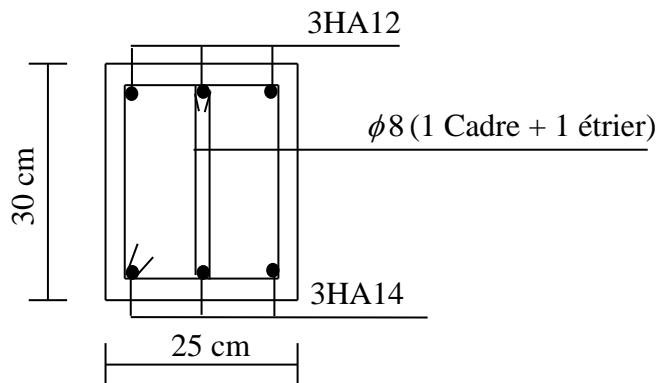


Figure :III.3.2.3 Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

Dalles pleines de type console (Porte a faux):

Le balcon se calcul comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment « M_Q » dans la section d’encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

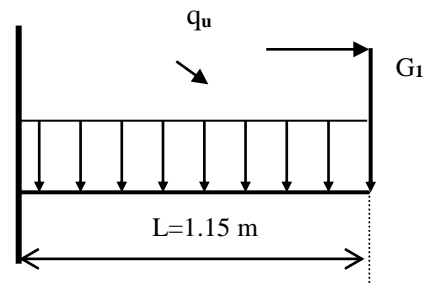
I - Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1.150m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.15}{10} = 0.115m \quad \text{Avec L : largeur du balcon.}$$

On adopte **ep = 15cm**

I-1- Schéma statique de calcul:



Avec :

- q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;
- Q₁ : surcharge du garde-corps ;
- G₁ : charge permanente de garde-corps ;

I-2- Détermination des sollicitations :

I -2- 1- Charges permanentes :

N°	Elément	Masse volumique	Epaisseur	Poids (KN /m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Sable	17	0.03	0.51
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	20	0.02	0.44
G_{total}	5.58 KN / m²			

I-2- 2- Garde-corps :

$G_2 =$ poids de l'enduit ciment x 2 + poids de la brique creuse

Enduit ciment : $0.44 \times 2 = 0.88 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie : 0.9 KN/m^2

$$G_2 = 1.78 \text{ KN/m}^2$$

I-2- 3- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

II - Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

II -1- Combinaison de charges :

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5.58) + 1,5(3,5) = 12.78 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps :

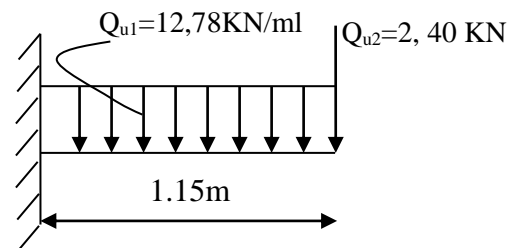
$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

II -2- Le moment provoqué par la charge Q_U :

$$M_u = Q_{u1} \frac{L^2}{2} + Q_{u2} \cdot xL$$

$$M_u = \frac{12.78 \times 1,15^2}{2} + 1,15 \times 2,40 = 11.21 \text{ KN.m}$$

**III- Calcul de ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

III-1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.21 \times 10}{1000 \times 115^2 \times 14.2} = 0,060$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.21 \times 10000}{0,969 \times 115 \times 348} = 2.89 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

III-1- Armatures de répartitions :

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

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV- Vérfications à l'ELU :

IV-1- Condition de non fragilité : (ART-A-4-2-1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IV-2- Vérfication de l'effort tranchant : (ART- A-5-2-1)

$$V_u = q_u \times l = 12.78 \times 1.15 = 14.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 3.75 \text{ MPa} \quad \langle \text{Fissuration préjudiciable} \rangle.$$

$$\tau_u = \frac{14.69 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,113 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

IV- 3- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 14,69 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV- 4- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (ART- 4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,69 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,60} = 0,999 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,00 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,999 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

IV- 5- Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

IV- 6- Espacement des barres :Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V - Calcul à l'ELS :

V- 1- Combinaison de charge :

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.58 + 3,5 = 9.08 \text{KN} / \text{ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1,78 \text{KN} / \text{ml}$$

V- 1- Calcul des moments :

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} xL$$

$$M_s = 9.08 \frac{1^2}{2} + 1.78 x 1$$

$$M_s = 6.32 \text{ KN.m}$$

V- 1- Vérification des contraintes :

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} x 100}{b x d} = \frac{3.14 x 100}{100 x 13} = 0,242$$

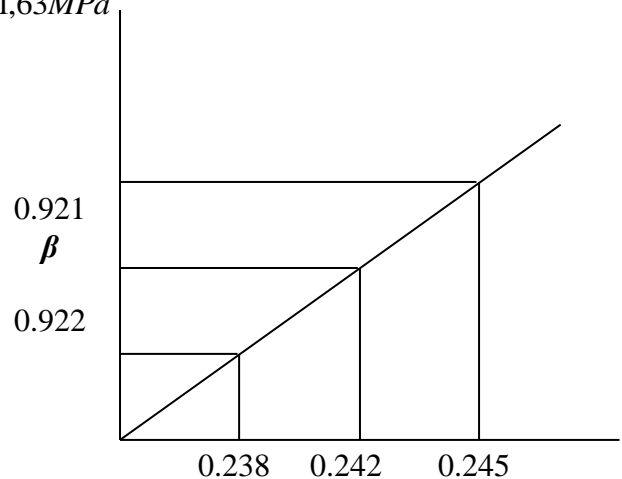
Calcul β

$$\frac{\beta - 0.922}{0.921 - 0.922} = \frac{0.242 - 0.238}{0.245 - 0.238}$$

$$\beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.32 x 10^3}{0,921 x 13 x 3.14} = 168.11 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



➤ **Béton :**

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

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

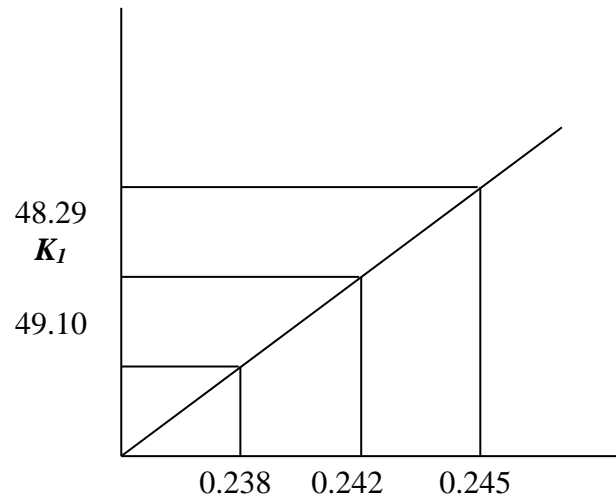
Calcul de K_1 :

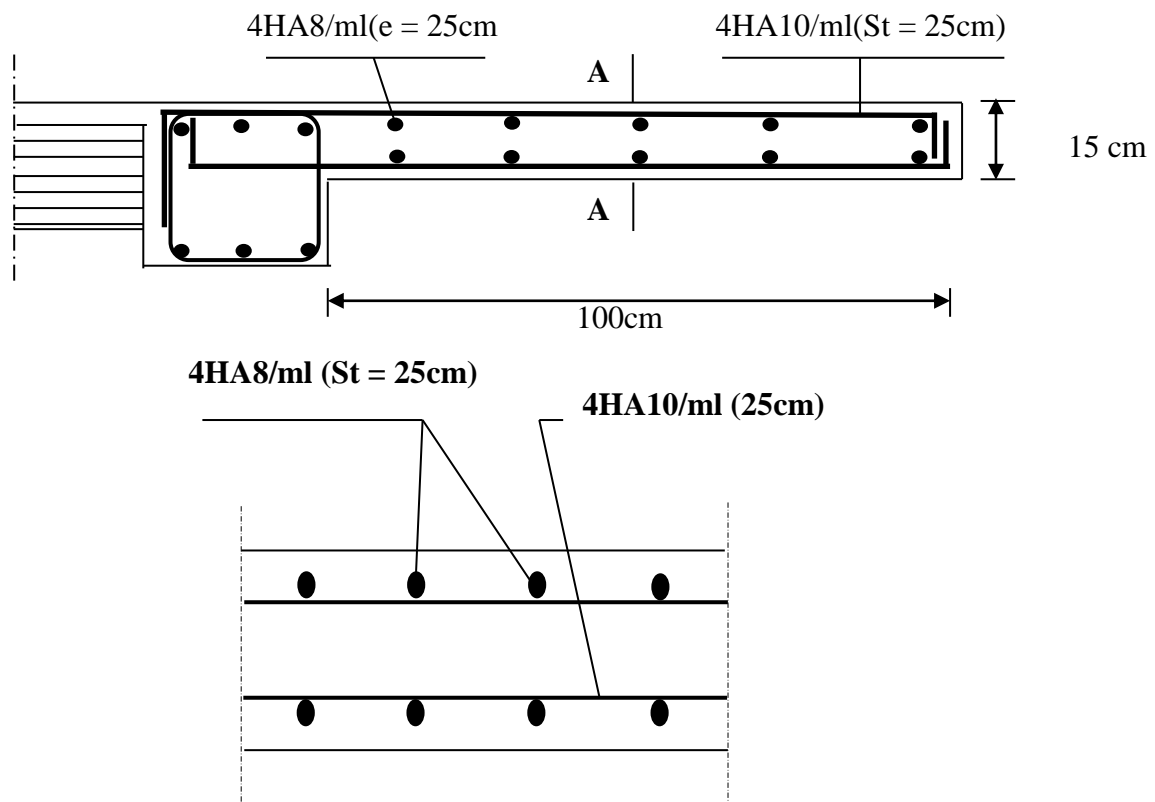
$$\frac{K_1 - 49.10}{48.29 - 49.10} = \frac{0.242 - 0.238}{0.245 - 0.238}$$

$$K_1 = 48.64$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168.11}{48.64} = 3.46MPa$$

D'où : $\sigma_{bc} = 3.46MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée.





Coupe A-A

<p>République Algérienne démocratique et populaire Université de MOULOUD MAMMERRI T-O Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil</p>	
<p>Etudié par : OUKIL ZOHRA</p>	<p>Fig. Ferrailage du Balcon</p>
<p>Dirigé par : M^r KACHI</p>	

Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**).

I - Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

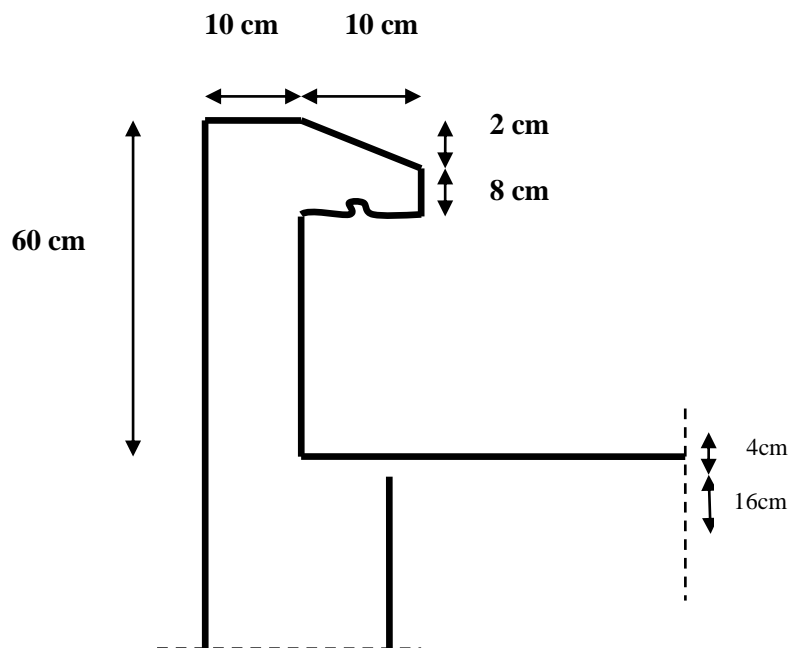


Fig.III- 1 : coupe verticale de l'acrotère

I-1- Détermination des sollicitations :

- **Poids propre :**

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

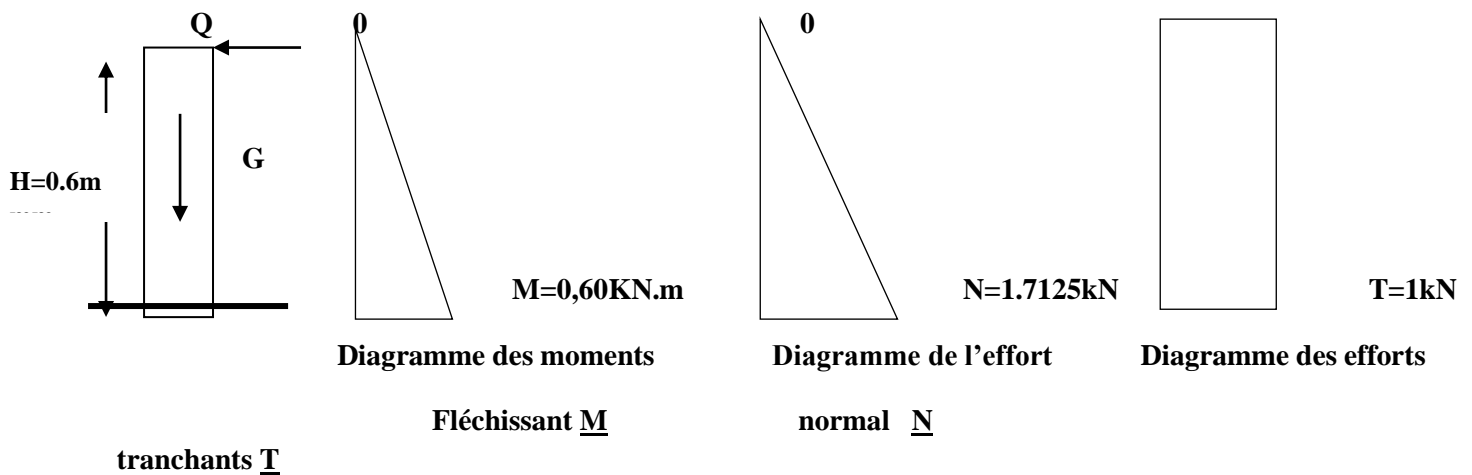
- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00\text{KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00\text{KN}$.
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN .m}$$

I-2 - Diagramme des efforts :



FigIII.2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

I-3 - Combinaisons de Charge :

➤ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS** : $G + Q$

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

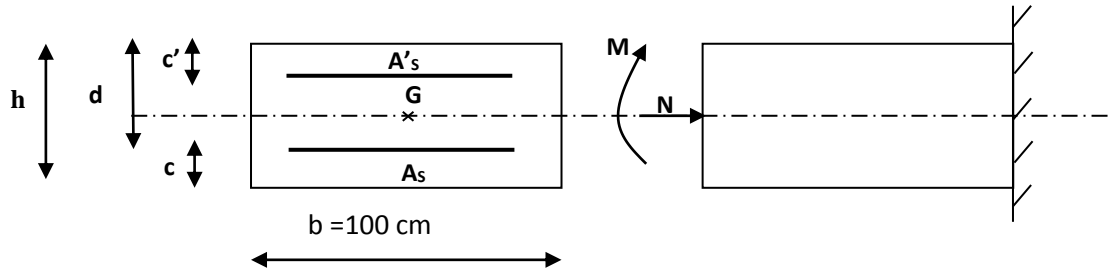
$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

II - Ferrailage de l'acrotère :

II -1- Calcul des armatures à l'ELU :

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).



II -2- Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389m = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à

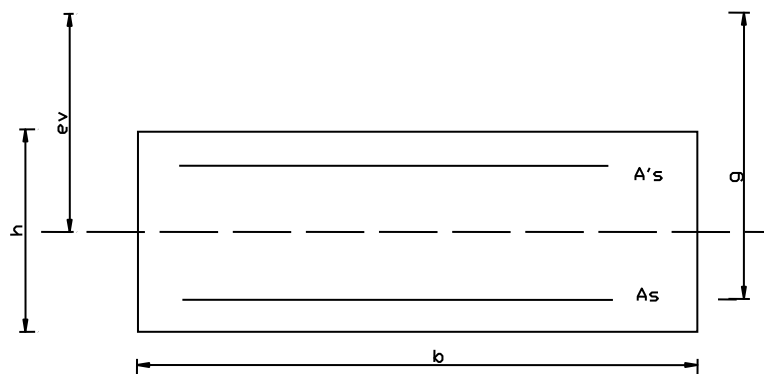
l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression ;

Cp : centre de pression ; **eu** : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **Mf** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



III - Calcul en flexion simple :**III -1- Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = \mathbf{0.970 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0.0106 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.995$$

III - 2- Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc : $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2$.

III - 3- Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$

$$A_s = \mathbf{0.284 \text{ cm}^2}$$

IV - Vérifications:**IV-1- Vérification à l'ELU :****IV-1- 1- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est $4\text{HA } 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 25 cm^2 .

IV-1-2- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa)}.$$

Et $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \textit{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \leq \min \{0.15, 25/1.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ la condition est}$$

vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

IV-1-3- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

IV-1-4- Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

IV-1- Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{array} \right. \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min\{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.50 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V - Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm

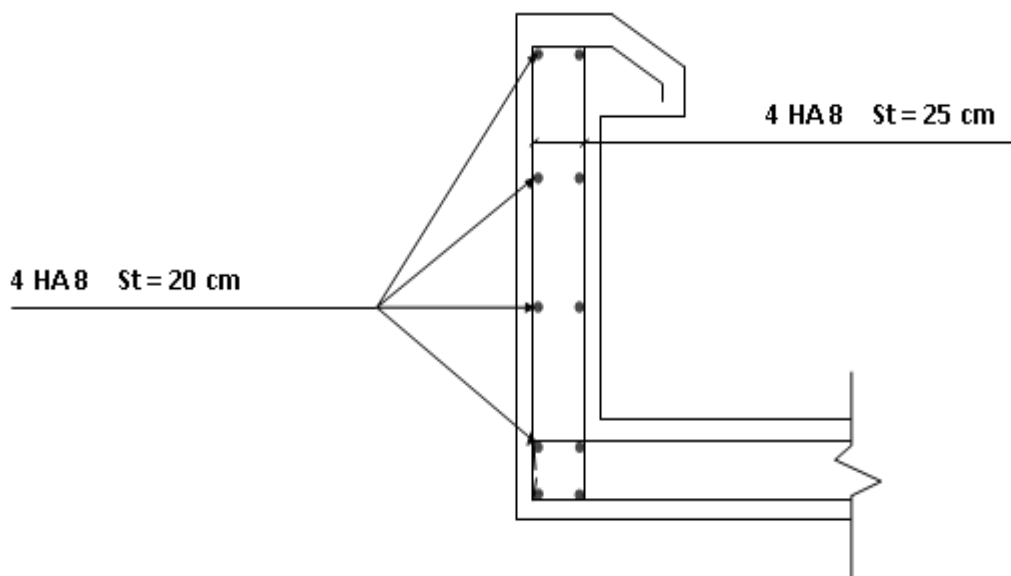


Figure 3.2. « Ferrailage de l'acrotère »

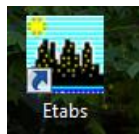
V-1-Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

V.1.1: Manuel d'utilisation de L'ETABS:

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1):



FigureIV.1

V.1.2: Etapes de modélisation :**a). Première étape:**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤ Choix des unités:

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

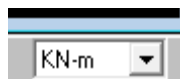


Figure IV.2

➤ Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 6 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 6 lignes suivant y-y)
- ❖ Le nombre des étages, (8 niveaux R+7)

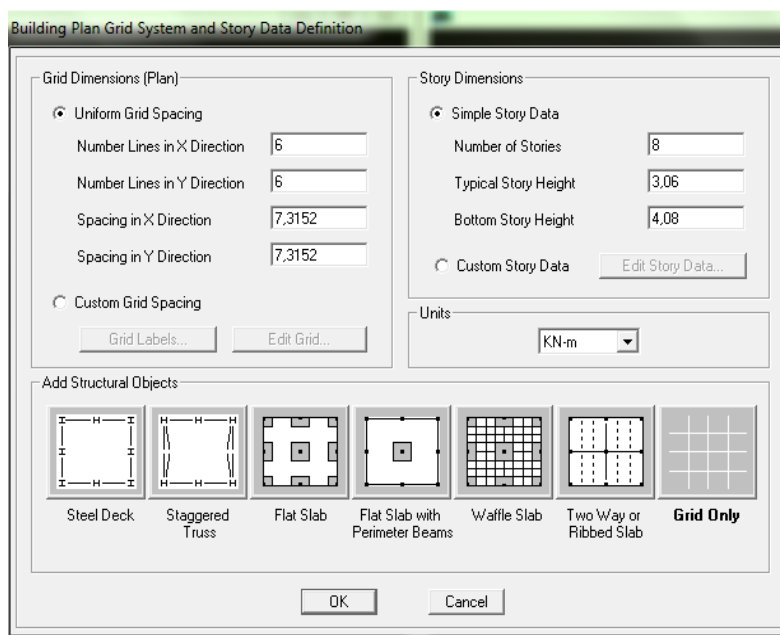


Figure IV .3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on a deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z. Y-Z.**

➤ Modification de la géométrie de base :

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

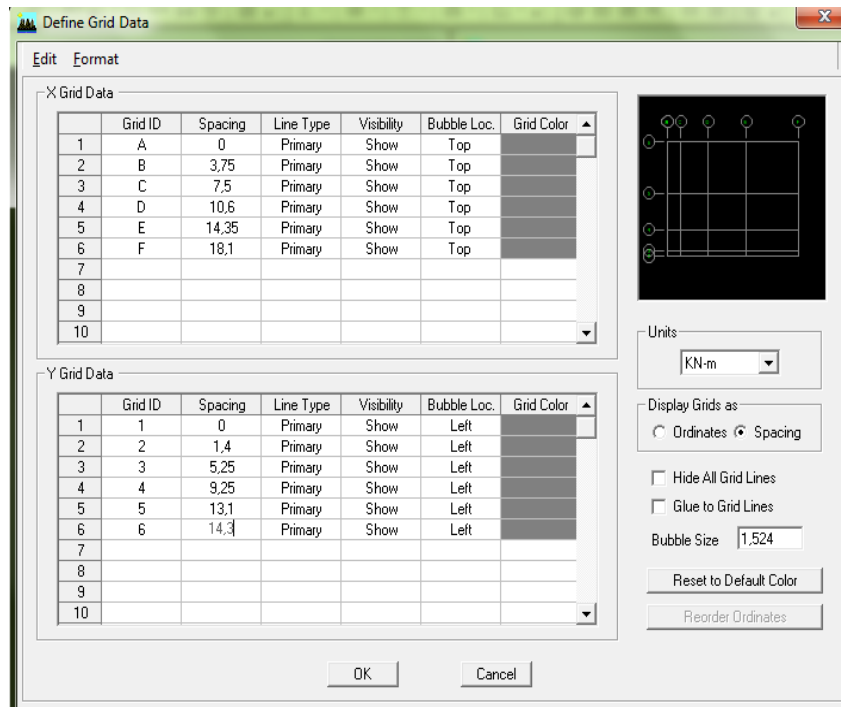


Figure IV. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y B.

Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new materiale** ton

écrit BETON dans la case **Material name**, ou bien l'icone



et on apporte les

modifications inscrites dans la **Figure.7**:

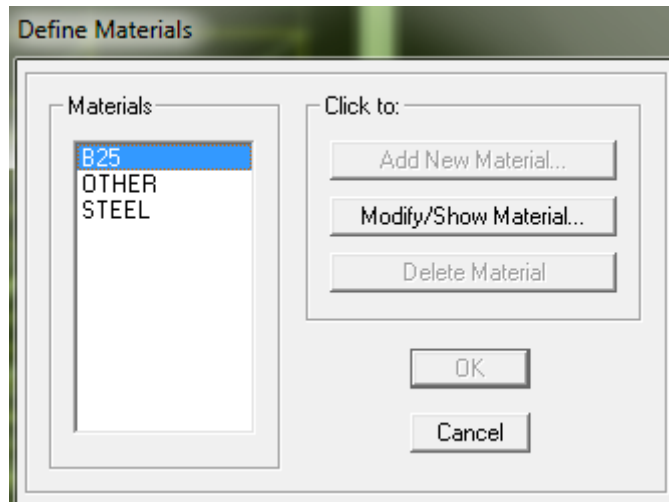


Figure IV.5: définir un nouveau matériau

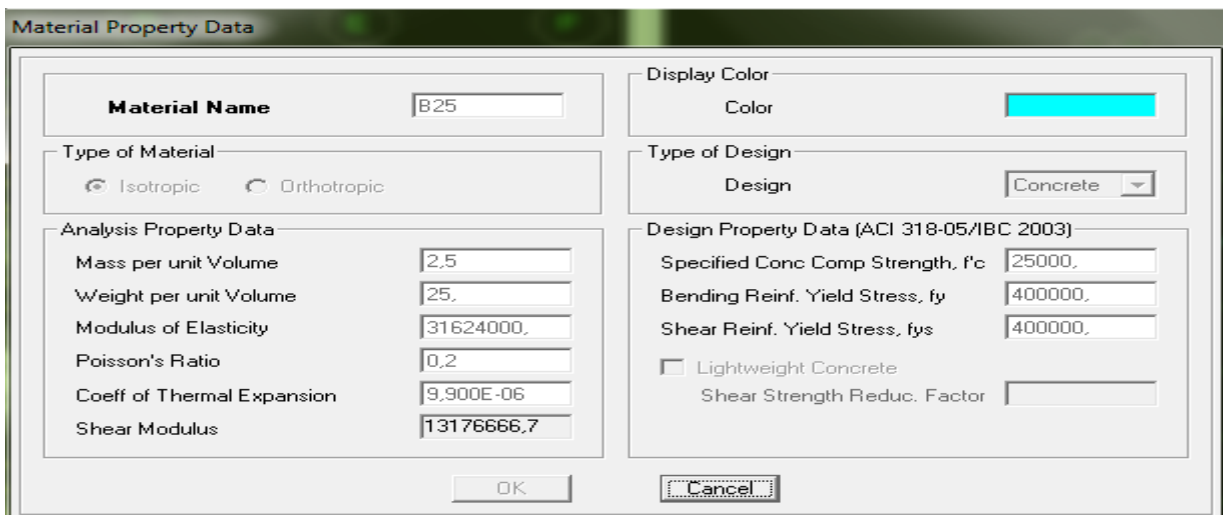



Figure IV.6. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments

(Poutres, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (), On clique sur la liste

d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire

(Les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

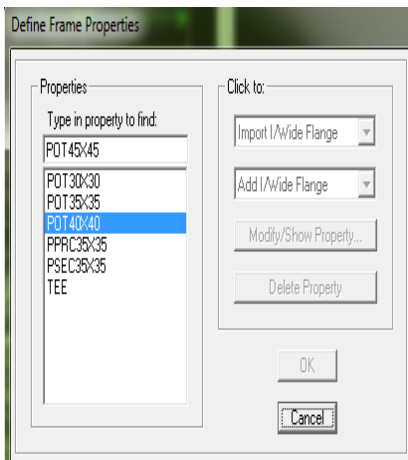


Fig IV.7 : dimensions des éléments

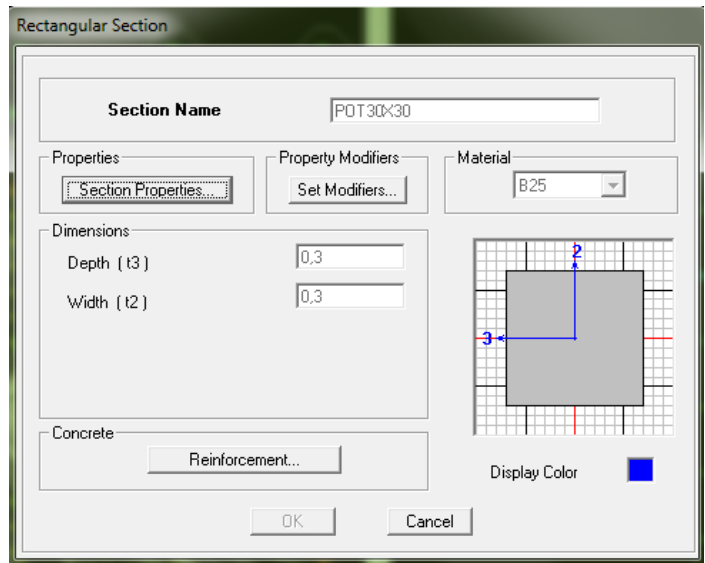


Fig IV.8 : dimensionnement des éléments

L'icône Reinforcement ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres

D'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define ⇒ wall/slab/decksection ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig11**

Define ⇒ wall/slab/decksection ⇒ **Add newdeck** pour le dimensionnement du plancher **Fig12**

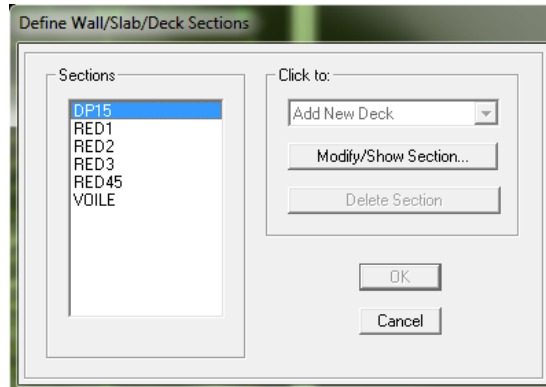



Fig IV.9.

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à:

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static LoadCases**, Ou bien l'icone: 

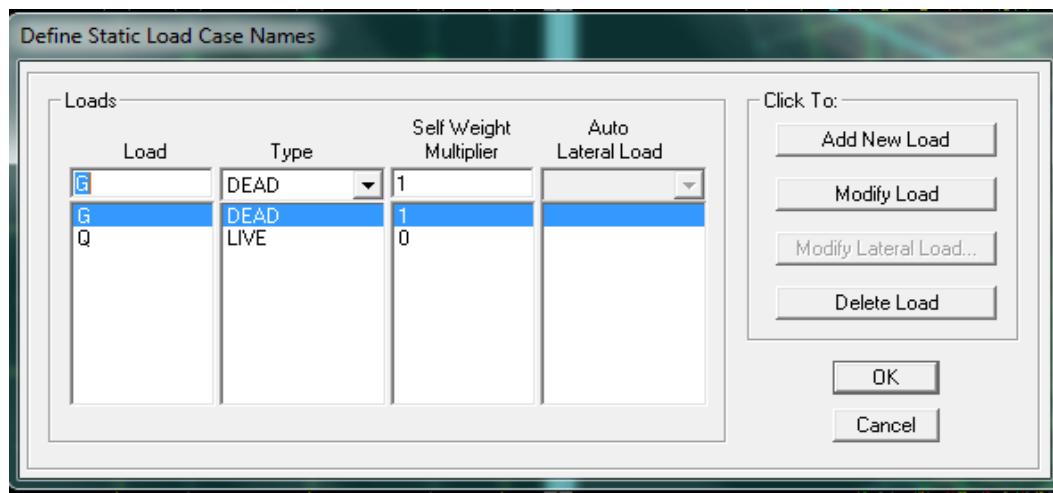


Fig IV.10. Définition des charges G et Q

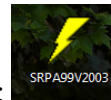
❖ **Charge dynamique(E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération $[(S_a/g)$ Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

- **Zone: IIa** (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe1** du **RPA2003**)
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement: A=5.** (Mixte portique/voile avec interaction)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S2** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q): $Q=1+ \sum Q_p$**



On ouvre l'application en cliquant sur l'icône:

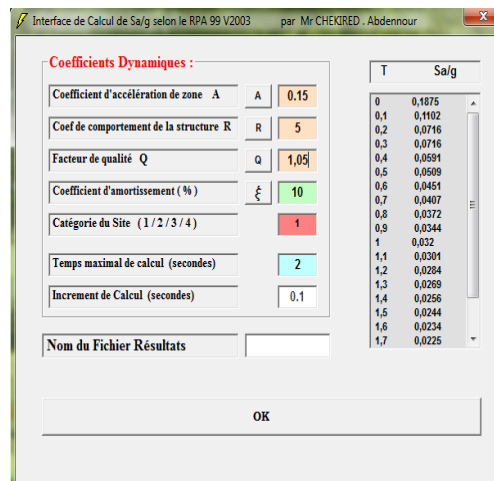


Fig. IV.11 : Le spectre de réponse

❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**

Et on enregistre.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define ⇒ Response Spectrum Functions (ou ) ⇒ Add Spectrum from file

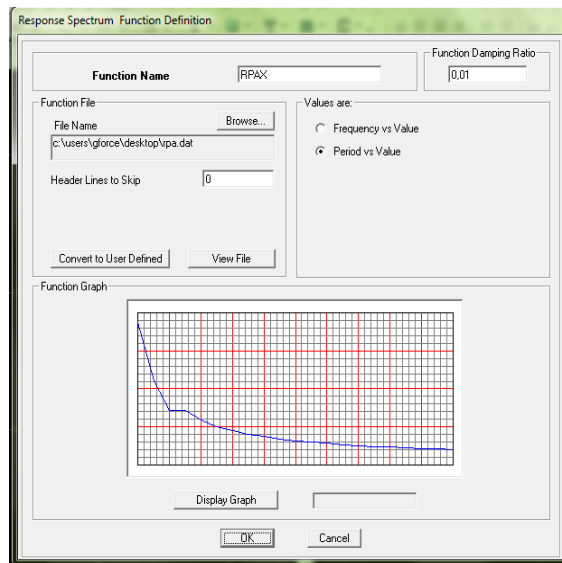


Fig IV.12 : Introduction du spectre de réponse

- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses spectrum cases ⇒ Add New Spectrum (ou ).

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1 et U2** .

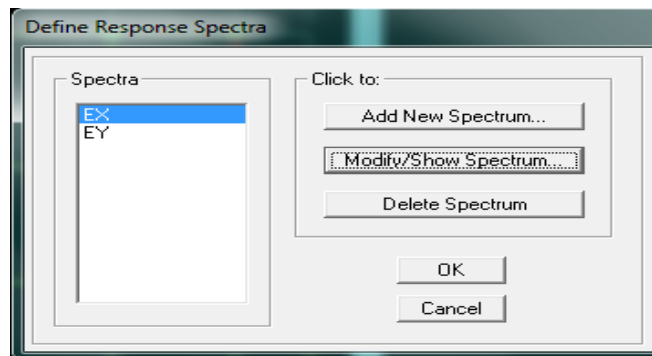


Fig IV.13 Définition du EX et EY

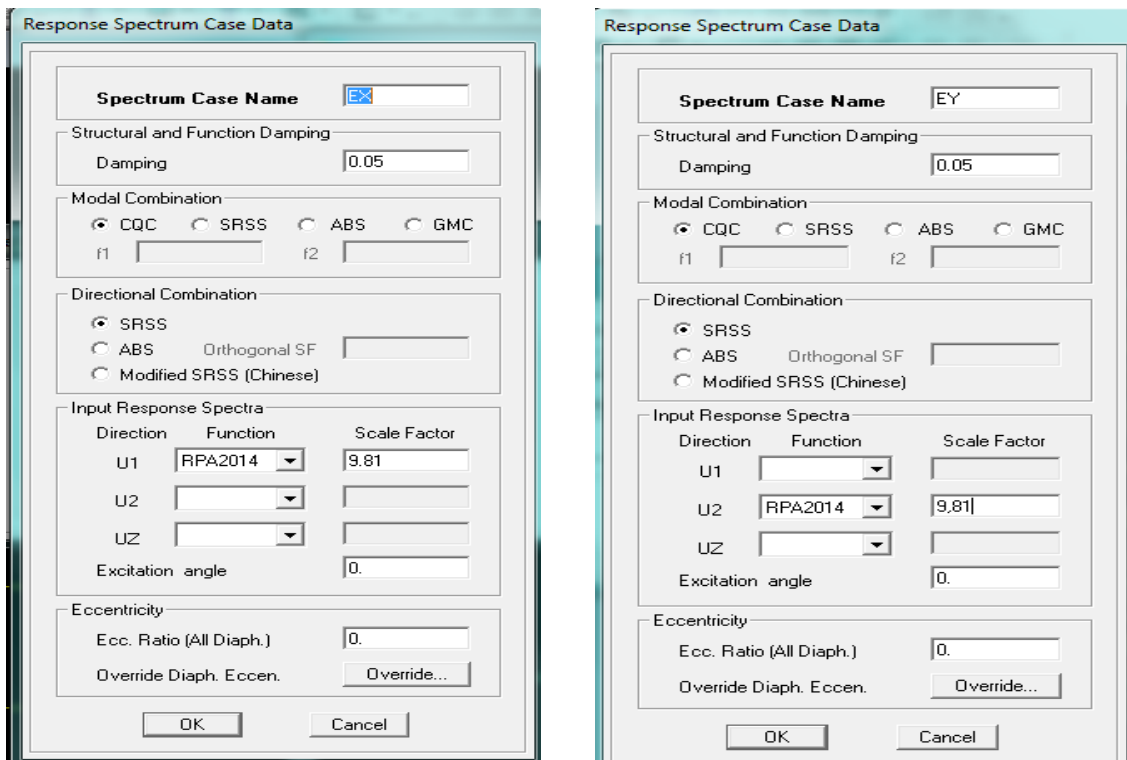


Fig IV.14 : Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

➤ Cinquième étape:

Chargement du plancher

❖ Étapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇨ Shell/Area loads ⇨ Uniform...ou sur 

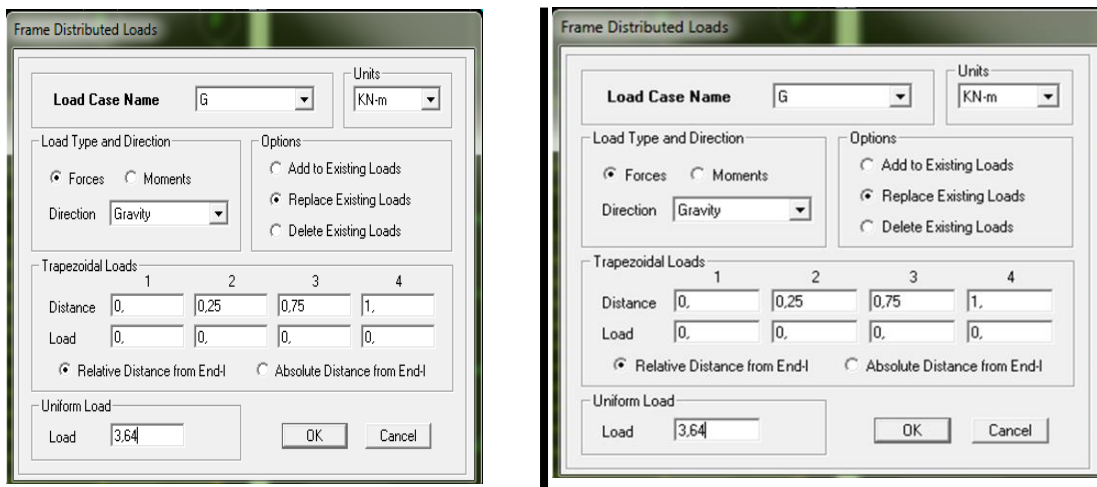


Fig IV.15 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape:**

V.1.3 Introduction des combinaisons d’actions

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et

Déformations sont:

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS):**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS: G + Q

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

GQ E: G + Q ± E

0,8GE: 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ load Combinations ⇒ Add New Combo  ou)

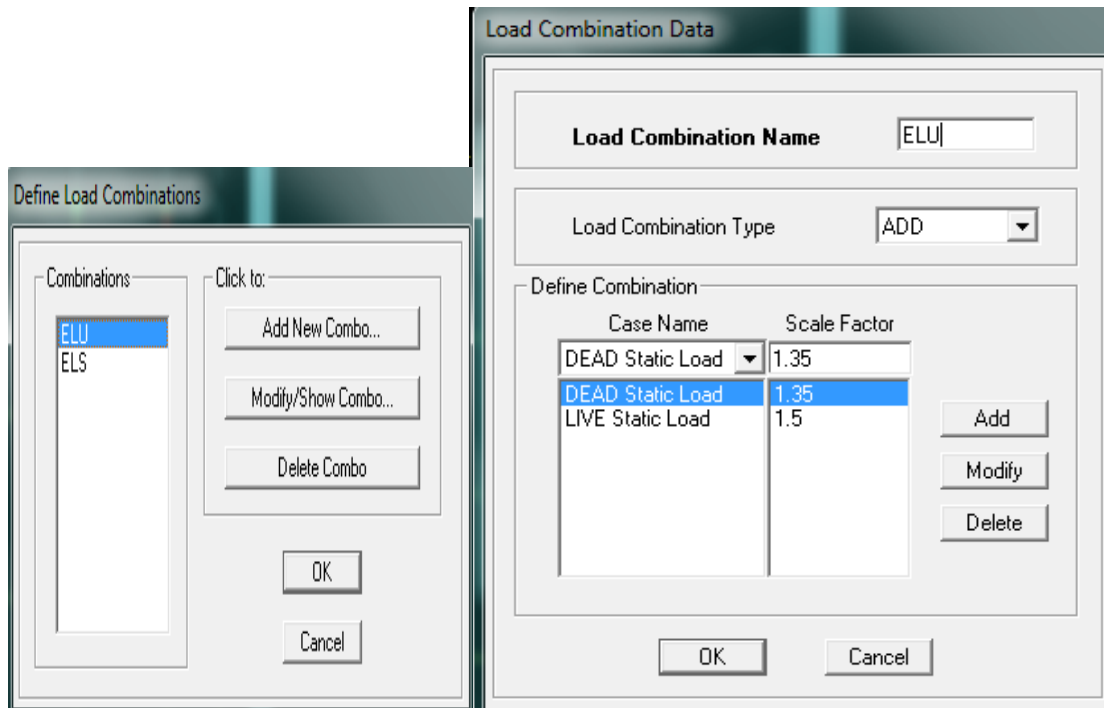


Fig IV.16 : Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ Septième étape :

V.1.4 Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):

• Appuis:

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints ou 

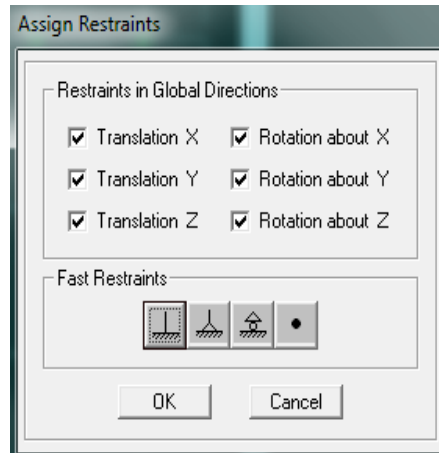


Fig IV.17 : Encastrement des appuis

- **Mass-Source :**

introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par: **Define** ⇒ **Mass source** (ou )

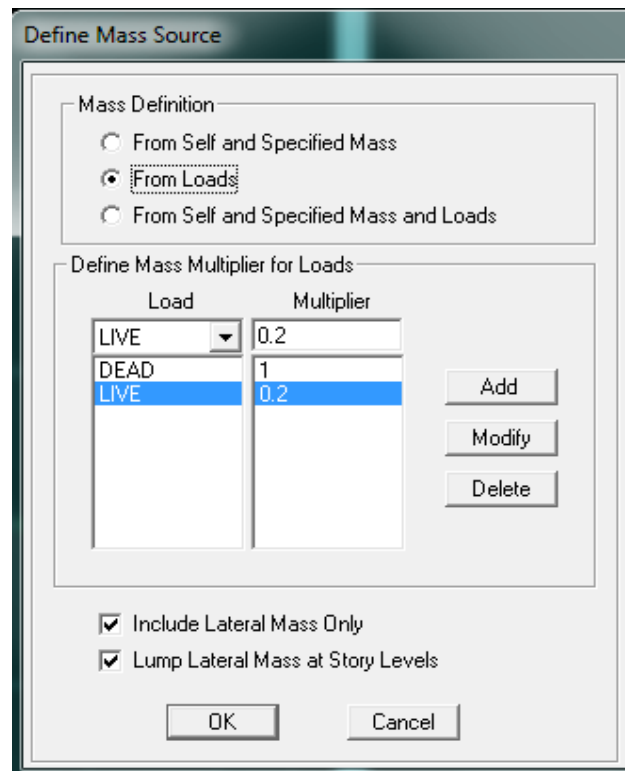


Fig IV.18 : La combinaison dupoids ($G+0,2Q$)

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 ou 

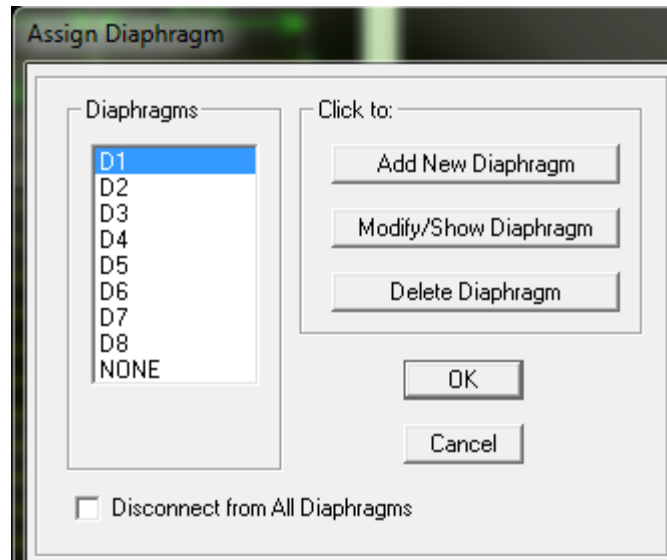


Fig IV.19 : Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ Huitième étape :

Analyse et visualisation des résultats

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

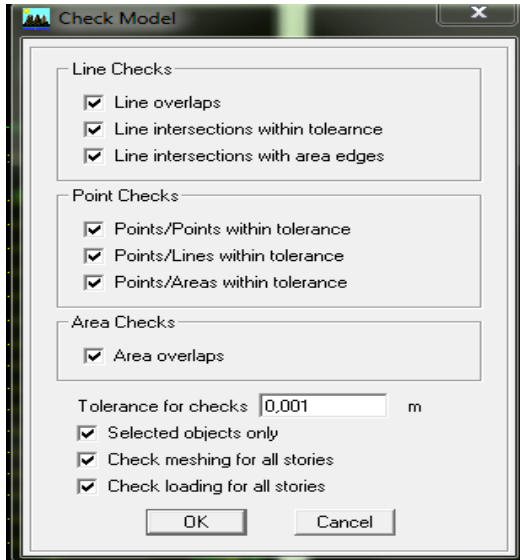


Fig IV.20 : Choix des tableaux à afficher


V.1.5 Période et participation modale:

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

- **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres:**

- ❖ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :


Display ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- ❖ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- ❖ **Efforts internes dans les voiles:**

Pour extraire les contraintes dans les voiles,  **Area Out put** on clique sur «**Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** , la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy ,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche

«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau:**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison

EX

ouEY

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant

La case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

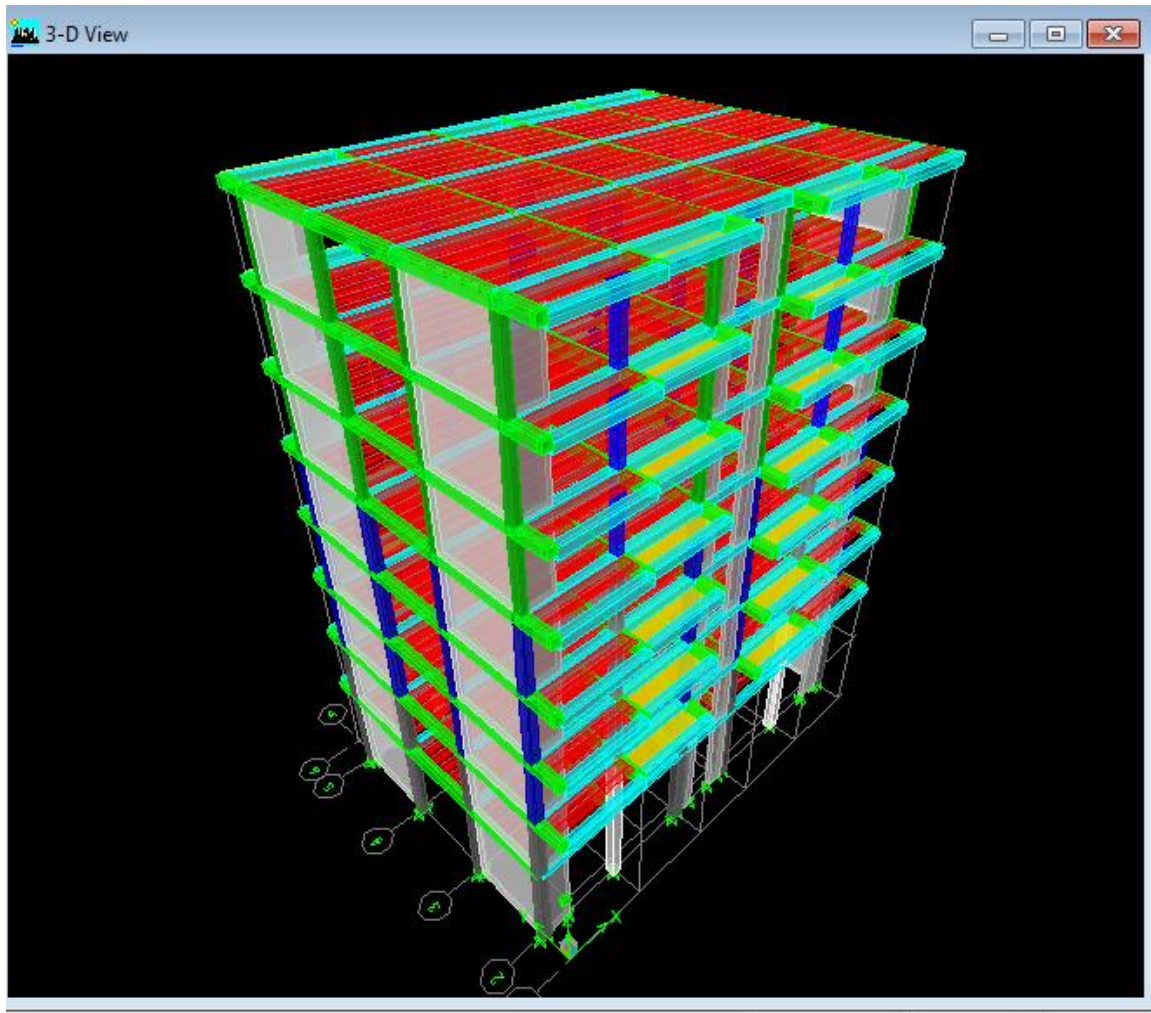


Fig IV.21. Modèle 3D de la structure

V.1.6 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ✓ La structure étudiée fait 26,10 m de hauteur (R+7+S.S), le système structural est (construction mixte poteaux/voiles).

V.1.7 Vérfications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

a) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

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

RPA 2003 (A 4.3.3)

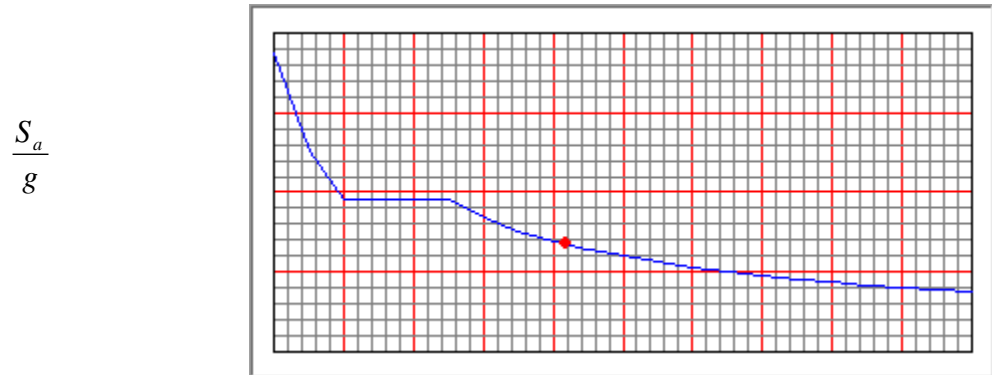


Fig IV.21 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

✓ P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ; (tableau 4-4 du RPA2003).

b) Calcul du facteur de qualité Q :Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :Sens longitudinale :

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau IV.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinaleSens transversal :

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1

Tableau IV.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal.

a) Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.05.$$

b) Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.1) = 1.10.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q = 1.05.**

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

R = 5 [poteaux/voiles (RPA 2003 tableau 4.3)].

T₁ = 0,15sec ; **T**₂ = 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q = 1,05

c) Nombre de modes à considérer :

c-1) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

c-2) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \text{RPA (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; **T_k** la période du mode **K**.

- Dans notre cas N=12 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{12} = 10,39)$

Donc K=11 nombre de modes.

c) **Combinaison des réponses modales :**

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- ✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

V.1.8 Caractéristiques géométriques de la Structure :

✓ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex	ey	ex	ey
S-Sol	315,1242	315,1242	9,077	7,415	9,053	7,463	0,024	-0,048	0,905	0,715
RDC	323,6377	323,6377	9,075	7,968	9,052	7,361	0,023	0,607		
Etage 1	336,4536	336,4536	9,075	7,405	9,051	7,362	0,024	0,043		
Etage 2	333,474	333,474	9,075	7,406	9,051	7,426	0,024	-0,02		
Etage 3	332,3574	332,3574	9,076	7,387	9,051	7,44	0,025	-0,053		
Etage 4	330,6218	330,6218	9,077	7,408	9,052	7,457	0,025	-0,049		
Etage 5	328,0761	328,0761	9,076	7,409	9,052	7,467	0,024	-0,058		
Etage 6	328,0761	328,0761	9,076	7,409	9,053	7,466	0,023	-0,057		
Etage 7	315,1242	315,1242	9,077	7,415	9,053	7,463	0,024	-0,048		
condition vérifiée										

Tableau IV.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

❖ **L'excentricité :**

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.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 18,1 = 0,905 \text{ m}$

$e_y = 0,05 \times 14,3 = 0,715 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$e_x = XCM - XCR \implies E_x = 0.024\text{m} < 0,905 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$e_y = YCM - YCR \implies E_y = -0.048 \text{ m} < 0,715 \text{ m} \dots$ Condition vérifiée.

V-1-9 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,746735	74,6235	0	0	74,6235	0	0	0	97,1686	0,0098
2	0,562176	0	72,219	0	74,6235	72,219	0	96,171	0	0,0009
3	0,404446	0,0007	0,0008	0	74,6243	72,2198	0	0,0011	0,0009	72,4488
4	0,212294	14,0612	0	0	88,6855	72,2198	0	0	1,3969	0,0016
5	0,115126	0	18,956	0	88,6855	91,1758	0	2,9633	0	0,0003
6	0,099798	5,4044	0	0	94,0899	91,1758	0	0	0,8403	0,001
7	0,085805	0,0001	0,0003	0	94,0899	91,1761	0	0	0	18,5833
8	0,057431	2,8541	0	0	96,9441	91,1761	0	0	0,2837	0,0001
9	0,049003	0	5,4709	0	96,9441	96,647	0	0,5973	0	0,0001
10	0,036969	0,0021	0,0001	0	96,9462	96,6471	0	0	0,0002	5,4096
11	0,036202	1,6771	0	0	98,6233	96,6471	0	0	0,1815	0,0097
12	0,029886	0	2,092	0	98,6233	98,7392	0	0,1721	0	0

✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le mode 11.

Tableau IV.4 les périodes et participations massiques de tous les modes.

V.1.10 de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des

valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par **la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

- ✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0,15$$

- ✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_1 = 0.15, T_2 = 0.5 \quad (\text{RPA/Tableau 4-7}).$$

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 10\%$, on a $\eta = 0.763$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\implies h_N = 25,5 \frac{T}{m} = C_T h_N^{1/4}$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\implies C_T = 0,05$

D'où : $T = 0.737s$

$T = 0.737sec. \implies T_2 \leq T \leq 3.0 sec.$

Donc : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 = 1,47 \implies D = 1,47$

- ✓ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)

R=5

- ✓ **Q** : facteur de qualité voir le titre 5.9.1.a. $\implies Q = 1.05$
- **W** : Poids total de la structure.

Etages	Poids (KN)
Poids Total	33000
W (KN)	

Tableau IV.5 : le poids total de la structure

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	1,47
	Q	1.05
	R	5
Forces Sismiques	1530	
V (KN)		

Tableau IV.6 : la force sismique à la base

✓ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Forces Sismiques (KN)			Vérification	
MSE (V)	ETABS (V_t)		V_t/V	
	Ex	Ey	X	Y
1224	2054,74	2147,8	>0.80	>0.80
			Vérifié	Vérifié

Tableau IV.7 les forces sismiques.

On remarque que la résultante des forces à la base F suivant les deux directions principales orthogonales obtenues par combinaisons des valeurs modales est inférieure à **80 %** des résultantes des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{mse} (RPA99/2003 Article.4.3.6), à cet effet il faudrait augmenter les paramètres de la réponse suivant les deux directions avec les coefficients de pondérations suivants :

Pour la direction «X »: $(0.8V/V_t) = 1.40$

Pour la direction « Y » : $(0.8V/V_t) = 1.348$

V.1.11 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- Sens transversal :

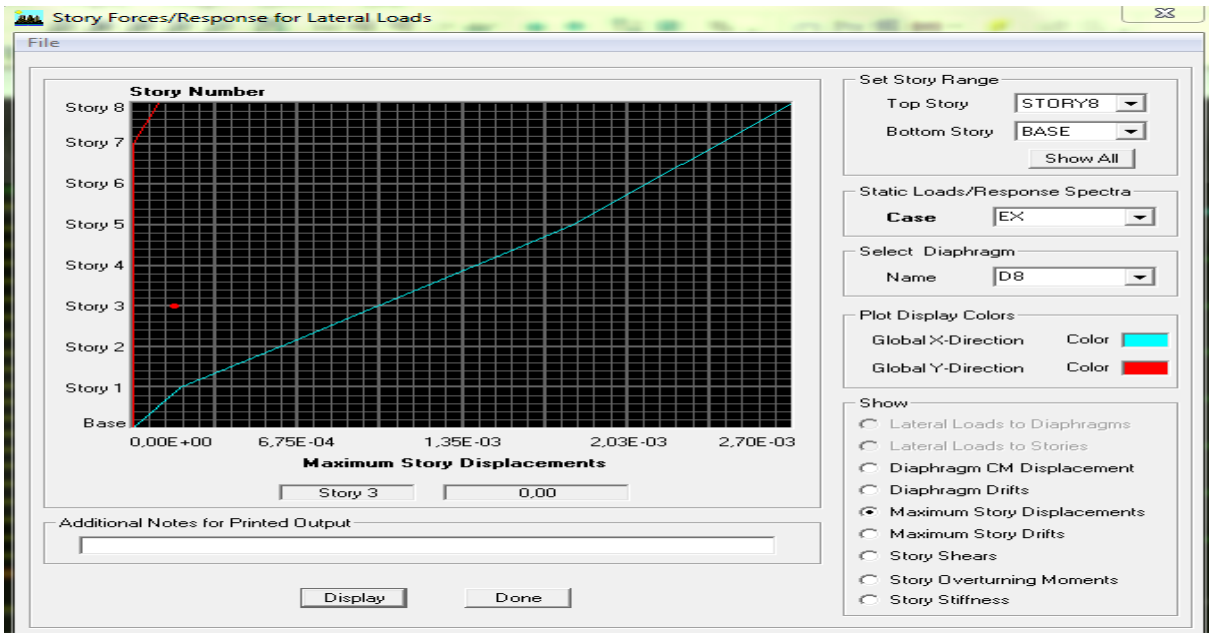


Fig IV.22 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{25,5}{500} = 0.051 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- Sens longitudinal :

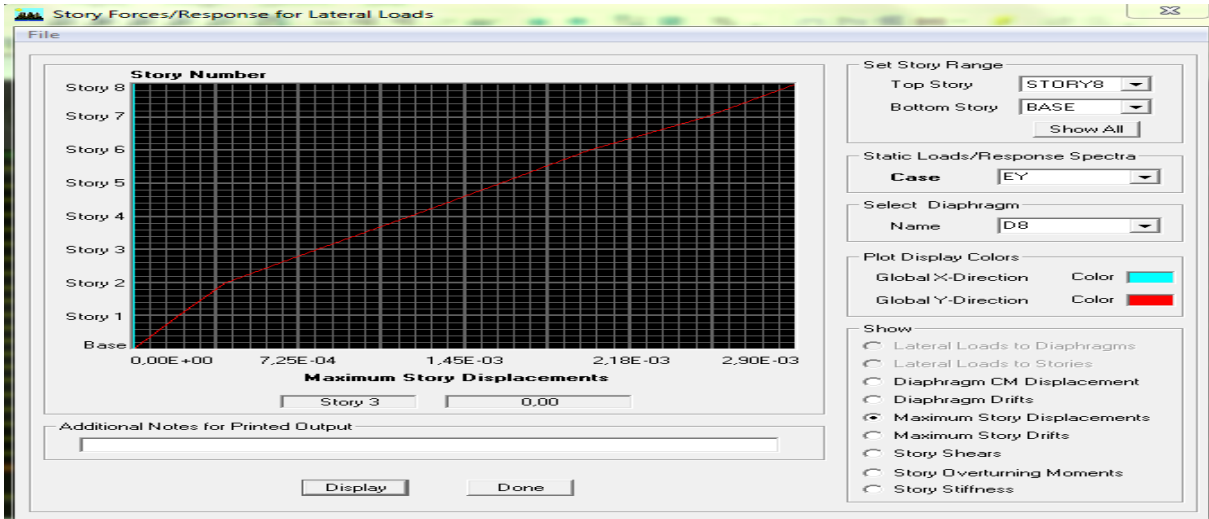


Fig IV.23 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{25,5}{500} = 0.051 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Déplacements relatifs :

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D’après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l’effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	Δ_{ky} (m)	1% h (m)	Vérification
7	0,0166	0,0154	0,0017	0,0016	0.0306	OK
6	0,0146	0,0135	0,0020	0,0019	0.0306	OK
5	0,0125	0,0115	0,0021	0,0020	0.0306	OK
4	0,0102	0,0094	0,0023	0,0021	0.0306	OK
3	0,0079	0,0072	0,0023	0,0022	0.0306	OK
2	0,0057	0,0051	0,0022	0,0021	0.0306	OK
1	0,0035	0,0031	0,0022	0,0020	0.0306	OK
RDC	0,0016	0,0014	0,0019	0,0017	0.0408	OK
S-Sol	0,0001	0,0002	0,0015	0,0012	0.0306	OK

Tableau IV.8 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10. \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 5.9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

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

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{kx} (m)	V _{ky} (m)	h _k (m)	Θ _x	Θ _y	Vérification
7	17788,13	0,0017	0,0016	1160,96	1215,40	3,06	0,0085	0,0076	OK
6	22303,15	0,0020	0,0019	1356,74	1421,55	3,06	0,0107	0,0097	OK
5	26818,18	0,0021	0,0020	1529,17	1601,49	3,06	0,0120	0,0109	OK
4	31333,20	0,0023	0,0021	1681,13	1759,24	3,06	0,0140	0,0122	OK
3	35848,22	0,0023	0,0022	1809,78	1891,67	3,06	0,0148	0,0136	OK
2	40481,75	0,0022	0,0021	1914,81	1997,81	3,06	0,0151	0,0139	OK
1	45115,28	0,0022	0,0020	1997,91	2081,52	3,06	0,0162	0,0141	OK
RDC	50158,32	0,0019	0,0017	2050,61	2137,19	4,08	0,0113	0,0097	OK
S-Sol	55970,81	0,0015	0,0012	2054,74	2147,80	3,06	0,0133	0,0102	OK

Tableau IV.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet **P-Δ** peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

I- Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

II- Recommandation du RPA version 2003 :**II-a-Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **Zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

⇒ **Zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

II-b-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Φ_1 : 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.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

à $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

à $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

➤ **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$ de la portée.

III Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

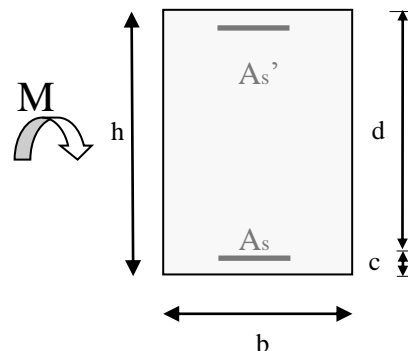
- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile ($d = h - c$).



c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{bx\theta}}$$

Pour les FeE400

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

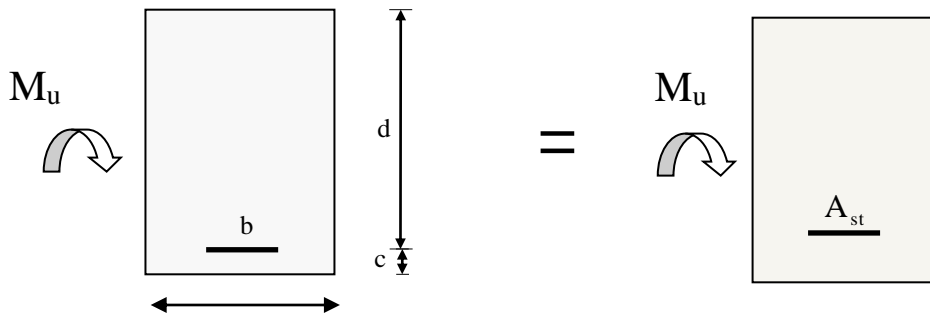


Fig 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

• Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0.392$

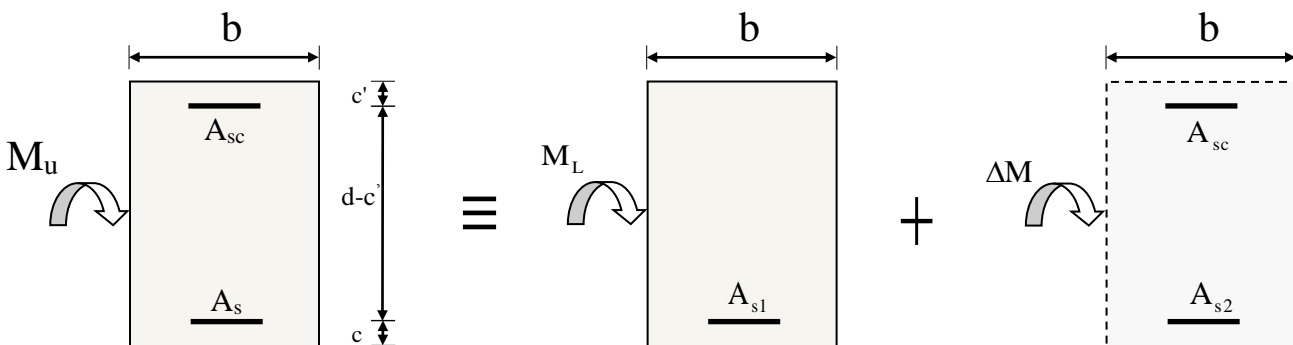


Fig V-2-1 : Disposition des armatures SDA

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$M_L = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \text{ et } \Delta M = M_u - M_L$$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferraillage.

IV Répartition de la structure en zone

Zone 1 : S.Sol , RDC et 1^{er} étage

Zone 2 : 2^{eme} au 4^{eme} étages

Zone 3 : 5^{eme} au 7^{eme} étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau V-2-1.

V Ferraillage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

V-1 Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (30x35) :

Ferraillage des poutres principales en travées								
Niveau	M_u^{max}	μ	Obs	β	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Ferraillage	A_s adoptée [cm ²]
Zone3	73,647	0,1000	SSA	0,947	5,76	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	58,625	0,1140	SSA	0,939	5,25	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 1	74,940	0,1240	SSA	0,34	4,5	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Tableau V-2-2 : ferraillage des poutres principales en travées.

Ferraillage des poutres principales aux appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	As adoptée [cm ²]
Zone3	-121,425	0,1198	SSA	0,936	10,19	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	-105,759	0,1830	SSA	0,898	8,69	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 1	-70,80	0,2090	SSA	0,881	5,32	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Tableau V-2-3 : Ferraillage des poutres principales aux appuis.

B. Poutres secondaires (30x35) :

Ferraillage des poutres secondaire en travées								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	As adoptée [cm ²]
Zone3	73,647	0,1000	SSA	0,947	5,76	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	58,625	0,1140	SSA	0,939	5,25	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 1	74,940	0,1240	SSA	0,34	4,5	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Tableau V-2-3 : ferraillage des poutres secondaires en travées.

Ferraillage des poutres secondaire aux appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferraillage	As adoptée [cm ²]
Zone3	-121,425	0,1198	SSA	0,936	10,19	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 2	-105,759	0,1830	SSA	0,898	8,69	5,25	3HA14+3HA12	8,01
zone 1	-70,80	0,2090	SSA	0,881	5,32	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Tableau V-2-4 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis .

V-2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

a) Poutres principales (30x35):

$S_t \leq \min(8,75; 19.4)$ Soit : $S_t = 10$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min(\frac{35}{2}) = 17,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm..... En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**..... en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**..... en dehors de la zone nodale.

b) Poutres secondaires (30x35):

- $S_t \leq \min(8,75; 19.4)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.
- $S_t \leq \min(35/2) = 17,5 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ En dehors de la zone nodale.
- $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**..... en zone nodale.
- $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$; Soit: **4HA8 = 2.01 cm²**..... en dehors de la zone nodale.
- **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principales de (30 x 35): $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 35): $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Remarque : vue les mêmes dimensions des poutres principales et secondaires, on aura le même ferrailage par la suite.

VI Vérifications à L'ELU :

VI-1 Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales et secondaire (30x35):**

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 32 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 \leq 8,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \textit{vérifiée}$$

VI-2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente $\ll \tau_u \gg$ prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max ELU

- **Poutres principales (30x35):**

$$\tau_u = \frac{128,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 1,335 \text{ MPa}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\tau_u = \frac{128,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 1,335 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales (30x35): 1,335 MPa < 3,33 MPa => *vérifiée*

Poutres secondaires (30x35): 1,335 MPa < 3,33 MPa => *vérifiée*

VI-3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

- **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a : $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$

- **Poutres principales (30x35):**

$$128,23 - \frac{122,435}{0,9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$128,23 - \frac{122,435}{0,9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL99/Art A.5.1.32)}$$

- **Poutres principales (30x35):**

$$T_u = 128,23 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$T_u = 128,23 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x0,32x0,30x25x10^3}{1,5} = 576 \text{ KN}$$

VI-4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \Sigma U \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- **Poutres principales (30x35):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (3x3,14x1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{128,23x10^3}{0,9x320x244,9} = 1,818 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (3x3,14x1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{128,23x10^3}{0,9x320x244,9} = 1,818 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : La contrainte d'adhérence est vérifiée.

VI-5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi x f_e}{4x \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6x\Psi_s x f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

— Pour les **T**₁₂ : $l_s = 42,32 \text{ cm}$.

— Pour les **T**₁₄ : $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers **HA**.

— Pour les **T**₁₂ : $l_a = 16,93 \text{ cm}$.

— Pour les **T**₁₄ : $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

VI-6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{Et : } H' = \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H' = max {46.66; 40 ; 40 ; 60cm} = 60cm

L' = 2×35 = 70 cm : poutre principales.

L' = 2×35 = 70 cm : poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nœud d'appui.

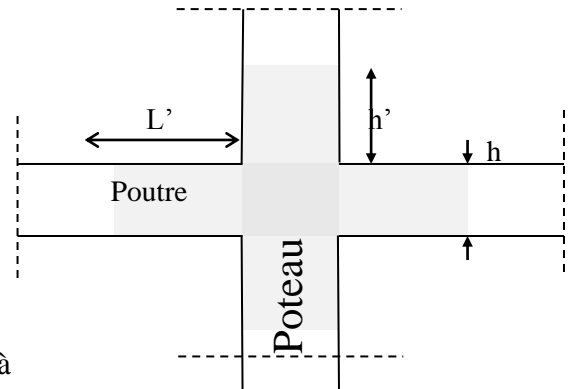


Fig V-2-2 : Délimitation de la zone nodale

VI-7 Vérification à l'ELS :

VI-7-1 État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VI-7-2 État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \alpha \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \alpha f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \alpha A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \alpha (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone3	52,25	8,01	0,959	0,046	0,863	233,58	10,744	15	vérifiée
Zone2	46,80	8,01	0,959	0,046	0,863	214,733	9,877	15	vérifiée
Zone1	40,24	8,01	0,959	0,046	0,863	186,420	8,575	15	vérifiée

Tableau V-2-5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP.

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone3	-88,505	8,01	0,721	0,038	0,877	380,639	14,46	15	Vérifiée
Zone2	-75,235	6,88	0,721	0,038	0,877	339,125	12,88	15	Vérifiée
Zone1	-48,861	8,01	0,721	0,038	0,877	221,791	8,42	15	Vérifiée

Tableau V-2-6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP.

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone3	8,705	4,62	0,834	0,042	0,870	71,122	3,01	15	vérifiée
Zone2	7,603	4,62	0,834	0,042	0,870	61,233	2,58	15	vérifiée
Zone1	12,502	4,62	0,834	0,042	0,870	106,241	4,49	15	vérifiée

Tableau V-2-7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS.

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Zone	M _S MAX (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Zone3	-30,211	8,01	0,834	0,042	0,870	166,674	6,58	15	vérifiée
Zone2	-29,12	8,01	0,834	0,042	0,870	153,27	6,39	15	vérifiée
Zone1	-28,365	8,01	0,834	0,042	0,870	147,102	6,220	15	Vérifiée

Tableau V-2-8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS.

VI-7-3 État limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• **Sens des Poutres principales (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{400}{1000} + 0,5 = 0,9 = 900 \text{ mm}$

• **Sens des Poutres secondaires (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{375}{1000} + 0,5 = 0,875 = 875 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 x \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$

I_v : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 x I_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{5 x \rho} = \frac{0,0084}{\rho} ; \\ \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} \end{array} \right.$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σsMPa	ρ	λv	μ	Io [cm ⁴]	Ifv	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
Zone3	88,6	400	10818,866	35	8,01	397,312	0,721	0,0117	0,9962	25263,33	281018,22	0,89	1,055	vérifiée
Zone2	75,235	400	10818,866	35	8,01	337,380	0,721	0,0117	0,9957	260038,68	281018,22	0,771	1,055	vérifiée
Zone1	50,112	400	10818,866	35	8,01	224,720	0,721	0,0117	0,9934	260038,68	281018,22	0505	1,055	vérifiée

Tableau V-2-9 : Vérification de la flèche dans les poutres principales.

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σsMPa	ρ	λv	μ	Io [Ifv	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
Zone3	29,479	375	10818,866	35	8,01	170,71	0,834	0,0101	0,9917	122780	132757,96	0,321	0,87	vérifiée
Zone2	28,65	375	10818,866	35	8,01	155,27	0,834	0,0101	0,9915	122780	132757,96	0,305	0,87	Vérifiée
Zone1	27,865	375	10818,866	35	8,01	149,1	0,834	0,0101	0,9912	122780	132757,96	0,295	0,87	Vérifiée

Tableau V-2-10 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires.

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau V.1-1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :**V-1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est $0,8\%(b \times h)$
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :**

Le pourcentage minimal :

- Du S-SOL au 1^{er} étage : $A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$
- Du 2^{er} étage au 4^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$
- Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal :

- **Du S-SOL au 1^{er} étage :**

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$

- **Du 2^{er} étage au 4^{ème} étage :**

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

- **Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage :**

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{cm}^2$

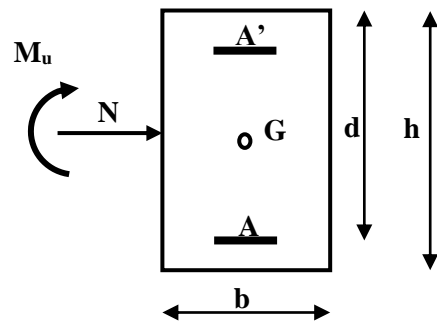
En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N**(de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

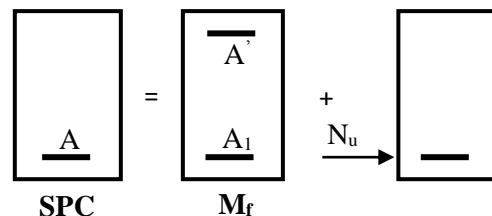
Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$



Avec :

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

Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

Calcul des armatures :

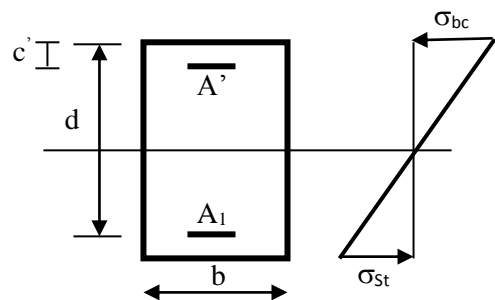
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

➤ Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (**SSA**)

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➤ Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (**SDA**)

et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Si : $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

6.1.1 Calcul à l'ELU et au Séisme :

- **Exemple de calcul :**

Poteaux 40x40 :

$N_u = 2914,5$ KN et $M_u = 1,986$ KN.m

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.0007 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.17 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{ère} condition :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a (SDA) donc les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{495,97 - (0.37 - 0.5 \times 0.4) 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3 \times (0.37 - 0.03)} = -0.00093 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A' = \frac{2914,5 - 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3} + 0.00093 = -0.0027 \text{ cm}^2 \approx 0$$

- Exemple 2 :

Poteaux 30x30 :

$N_u = 281,81 \text{ KN}$ et $M_u = 24,91 \text{ KNm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.153 \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.12 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.P.C}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 36,80 \text{ KN.M}$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0.182$$

$\mu = 0.182 \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0.182 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.899$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.000694507 \text{ m}^2$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.000694507 - \frac{281,81}{400 \times 10^3} = 0.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$A_s = 0.27 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm ²)	N(KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
40×40	N _{max} = -2914,5	M _{2cor} = -1,986	0,0007	0,17	SEC	0	5,32	12,8	4HA16 + 4HA14	14,196
		M _{3cor} = - 8,771	0,003	0,17	SEC	0	2,65			
	N _{min} = -158,55	M _{2cor} = 0,90	-0,0056	0,17	SEC	0	1,87			
		M _{3cor} = 5,15	-0,032	0,17	SEC	0	0			
	N _{corr} = -2344,66	M _{2max} = 28,501	- 0,012	0,17	SEC	0	0			
	N _{corr} = -2340,91	M _{3max} = -48,25	0,020	0,17	SEC	0	0			
35×35	N _{max} = 2285,20	M _{2cor} = 18,192	0,0079	0,145	SEC	0	0	9,8	4HA14+ 4HA12	10,670
		M _{3cor} = -18,12	-0,0079	0,145	SEC	0	6,43			
	N _{min} = 192,51	M _{2cor} = 11,352	0,0589	0,145	SEC	0	0			
		M _{3cor} = 11,243	0,058	0,145	SEC	0	0			
	N _{corr} = -753,20	M _{2max} = 26,29	-0,0349	0,145	SEC	0	0			
	N _{corr} = -746,51	M _{3max} = 58,31	-0,078	0,145	SEC	0	0			
30×30	N _{max} = -1007,2	M _{2cor} = 19,57	-0,0194	0,12	SEC	0	0	7,2	4HA12 + 4HA12	9,04
		M _{3cor} = -19,022	0,0188	0,12	SEC	0	0			
	N _{min} = 129,30	M _{2cor} = 11,03	0,085	0,12	SEC	0	4,08			
		M _{3cor} 10,30	0,079	0,12	SEC	0	0,7			
	N _{corr} = -281,81	M _{2max} = 24,91	-0,088	0,12	SPC	0	1,81			
	N _{corr} = -291,10	M _{3max} = 51,045	-0,175	0,12	SPC	0	2,5			

Tableau V-1-2 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens.

6.1.2 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ \text{Avec :} \quad p = -3 \times l_c^2 - 6n A' \frac{l_c - c'}{b} + 6nA \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n A' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{array} \right.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Enfin la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G

Au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	sollicitations	Ns	Ms22 (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_b sup (MPa)	σ_b inf (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_a sup (MPa)	σ_a inf (MPa)	σ_s (MPa)	A _{adop} (cm ²)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-738,34	13,31	-0,018	0.05	SEC	8,68	4,65	15	124,2	75,2	348	14,19	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-120,96	-0,002	0,0004	0.05	SEC	1,10	1,07	15	16,1	16,1	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-210,76	17,201	-0,081	0.05	SPC	4,60	0	15	60,1	-6,34	348		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1761,51	14,725	-0,008	0.058	SEC	9,10	7,48	15	135,2	114	348	10,67	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-118,62	0,81	-0,0068	0.058	SEC	0,81	0,75	15	11,5	9,88	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-547,7	19,011	-0,034	0.058	SEC	4,8	1,85	15	68,2	31,5	348		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1855,51	-1,145	0,0006	0.067	SEC	9,2	9,08	15	138,5	136,2	348	9,04	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-192,61	-0,220	0,0011	0.067	SEC	0,96	0,95	15	14,4	14,1	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-1470,21	20,08	0,0136	0.067	SEC	8,45	6,10	15	123	93,6	348		condition vérifiée

Tableau V-1-3 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

Section	sollicitations	Ns	M _{S33} (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ _{b sup} (MPA)	σ _{b inf} (MPA)	σ _{bc} (MPA)	σ _{a sup} (MPA)	σ _{a inf} (MPA)	σ _s (MPA)	A _{adop} (cm ²)	Observation
30x30	Nmax- Mcor	-738,34	-12,901	0,0174	0.05	SEC	5,31	1,31	15	98,7	81,8	348	14,196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-120,96	-0,202	0,0016	0.05	SEC	01,08	0,87	15	10	20,4	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-210,76	36,561	-0,073	0.05	SPC	8,05	0,31	15	108,2	7,92	348		condition vérifiée
35x35	Nmax- Mcor	-1761,51	13,70	-0,0077	0.058	SPC	12,1	9,61	15	178,2	147,3	348	10,67	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-118,62	-0,81	0,0068	0.058	SEC	0,83	0,69	15	12,3	10,5	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-547,7	40,96	-0,075	0.058	SPC	7,27	0	15	99,5	6,96	348		condition vérifiée
40x40	Nmax- Mcor	-1855,51	-6,95	0,0037	0.067	SEC	12,9	0	15	179,2	14,5	348	9,04	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-192,61	-7,35	0,038	0.067	SEC	1,57	0	15	21,8	1,77	348		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-1470,21	-35,061	0,024	0.067	SEC	2,53	0	15	34,4	4,69	348		condition vérifiée

Tableau V-1-4

Poteau de $(40 \times 40) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18,55$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

6.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 10 \text{cm}$

Zone1 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.51 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

Zone2 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.66 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

Zone 3 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 32.79}{0.30 \times 400000} = 0.68 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2 ; 30/2 ; 10 \times 1.4 \text{cm})$$

Soit : $S_t = 12 \text{cm}$.

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

Zone1 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.61 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t=2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

Zone2 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.79 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t=2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

Zone 3 : $A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 32.79}{0.30 \times 400000} = 0.82 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t=2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

6.2.2 Vérification de la quantité d’armatures transversales :

La quantité d’armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L’élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

• **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

• **En zone courante ($S_t = 12\text{cm}$):**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

6.2.3 Longueurs de recouvrement :

$$l_r = 40\phi_1^{\min} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

6.2.4 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:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \implies \rho_b = 0.075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{32.79 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,405 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

• **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{37.03 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,331 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

• **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{32.67 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,221 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

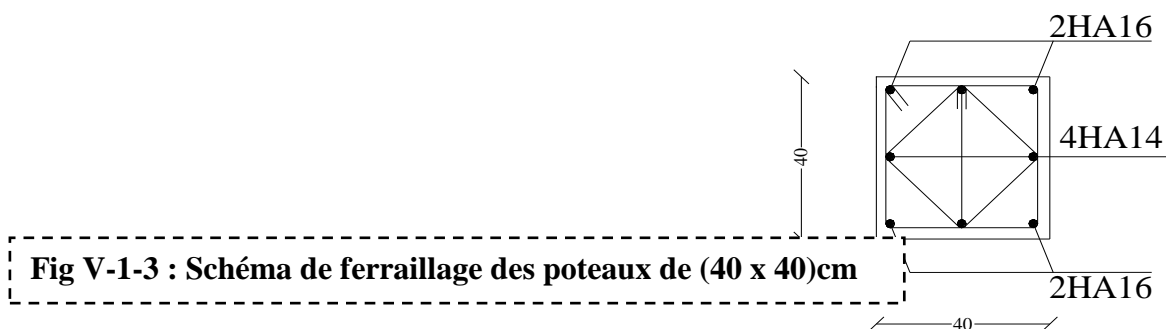
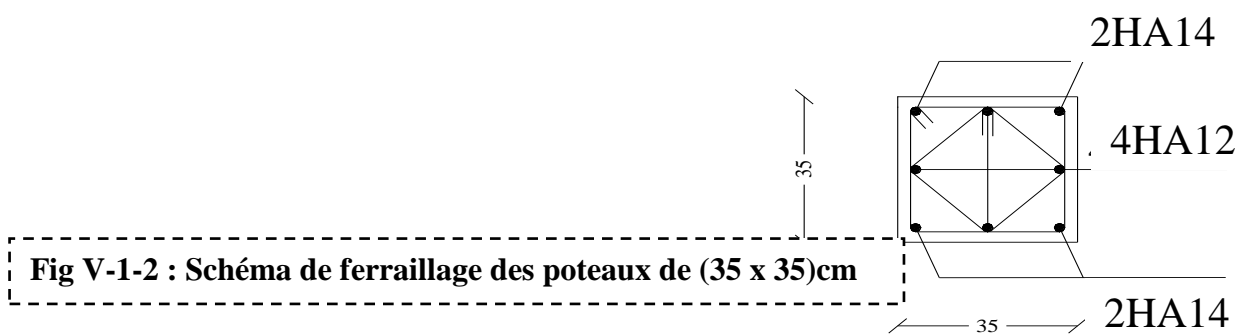
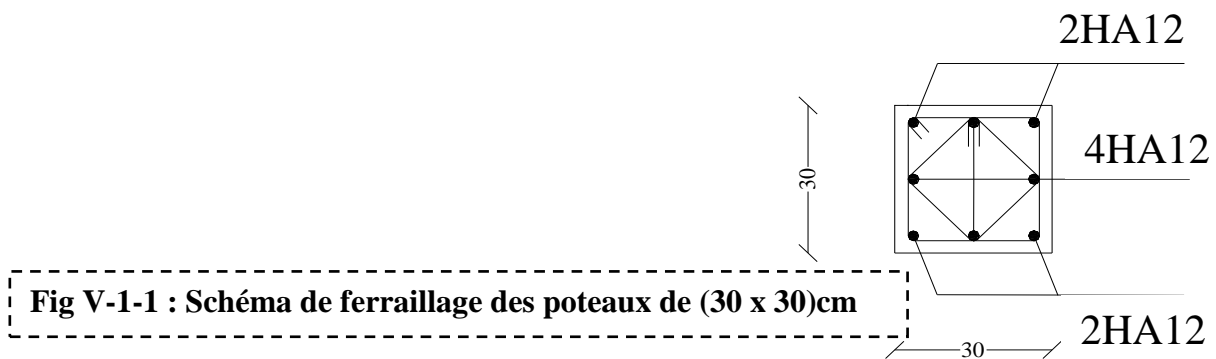
Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	Ferraillage
5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	30X30	4HA16 + 4HA14
2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	35X35	4HA14+4HA12
S-SOL, RDC et 1 ^{er} étage	40X40	4HA12+4HA12

Tableau V-1-5 : Résultats de ferraillage des poteaux



Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à 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'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

On constate qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : Sous-sol, RDC et 1^{er} étage.
- Zone II : Du 2^{ème} au 4^{ème} étage.
- Zone III : Du 5^{ème} au 7^{ème} étage.

8.1 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

8.2 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \qquad \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et **V'** : bras de levier, $V=V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

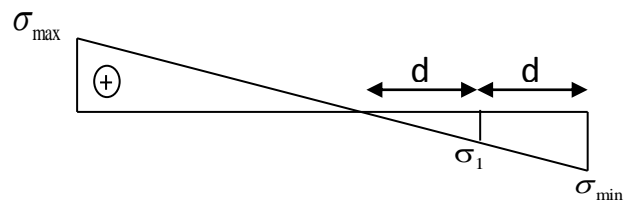


Fig V-3-1 : Section partiellement comprimée.

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armatures verticales d'une **SPC** est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%) :

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

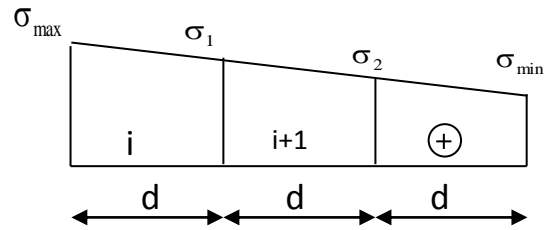


Fig V-3-2 :Section entièrement comprimée

Avec :

e : épaisseur du voile.

La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_s : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

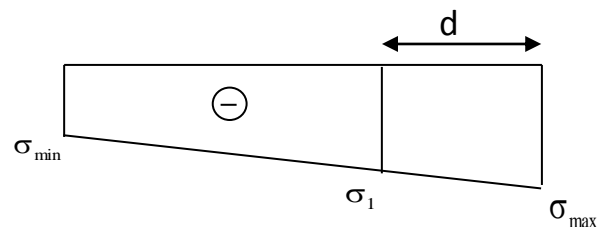


Fig V-3-3 :Section entièrement tendue.

La section d'armatures verticales d'une SET est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

8.2.1 Armatures minimales :

d) Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé.

e) Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

f) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

g) Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

8.2.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\% B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

- _ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- _ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

8.2.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

8.2.4 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

8.2.5 Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

8.2.6 Dispositions constructives :**a) Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots \dots \dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

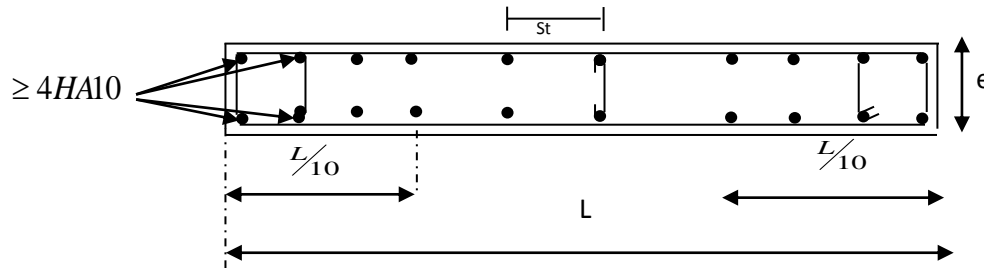


Fig V-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement :

Sous (**Art 7.7.4.3 RPA 2003**), les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

8.2.7 Vérification :

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement**8.3 Exemple de calcul :**Soit à calculer le ferrailage des voiles VL₁, VT₄, VT₅ et VT₈ de la zone 1 :

$$L = 1,075 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.215 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 2028,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3372,92 \text{ KN/m}^2$$

 $L_c = 0,40 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est partiellement comprimée.}$

$$L_t = L - L_c = 0,67 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min(2,04; 0,27)$$

Soit : $d_1 = 0,61 \text{ m}$ donc : $d_2 = 1,17 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left(\frac{L_t - d}{L_t}\right) \sigma_{\max} = 3500,86 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right) d \cdot e = 538,44 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 213,55 \text{ KN}$$

a) Armatures verticales :**-1^{ere} bande : $d_1 = 0.61 \text{ m}$**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 1,54 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande : $d_2 = 1,17 \text{ m}$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0,62 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{min} = \max\left(0,5\%B; \frac{0,23xBxft_{28}}{f_e}\right)$$

Tell que : $B = d \cdot e$

-1^{ere} bande : $d_1 = 0,61m$

$$A_{1min} = \max(6,1cm^2; 1,47cm^2)$$

$$A_{1min} = 6,1cm^2$$

-2^{eme} bande : $d_2 = 1,17m$

$$A_{2min} = \max(11,7cm^2; 2,82)$$

$$A_{2min} = 11,7cm^2$$

Le ferrailage à adopter sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 17,80cm^2$

Soit : 9HA12 = 10,17cm²/nappe

$S_t = 15$ cm

d) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 5,08cm^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0,15\% \cdot B = 8,10cm^2$$

Soit : 10 HA12 = 11,30 cm²/ml

Avec : $S_t = 20$ cm

e) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

f) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 731,76 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 83,57 cm^2$$

g) Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,54 + \frac{83,57}{4} = 22,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 0,62 + \frac{83,54}{4} = 21,50 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ere} bande : 18HA14 = 27,7 cm²/d₁ soit: 9HA14 /nappe avec espacement de 15 cm

2^{eme} bande : 14HA14 = 21,56 cm²/d₂ soit: 7HA14/nappe avec espacement de 20 cm

h) Vérification des contraintes de cisaillement :

- **BAEL 91 :** $\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{2669,1 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,996 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{25}{1,15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3,26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,996 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

-RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e \cdot d} = \frac{1,4 \times 2170,67 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 4,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

i) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{3121,88 \times 10^3}{2700 \times 200 + 15(4925)} \Rightarrow \sigma_b = 5,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau V-3-1 : Ferrailage des voiles transversaux (VT 1, VT 2, VT 3 et VT 4)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,45	3,475	3,5	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,69	0,695	0,7	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6155,61	4659,92	3117,82	
	σ_{min} [KN/m ²]	-11877,91	-7370,22	-5464,37	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	2669,1	1892,61	1023,67	
	L _t (m)	2,27	2,13	2,23	
	L _c (m)	1,18	1,35	1,27	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	8793,917	2385,068	1933,412	
	N (kN)		1404,76	1065,28	306,89
			164,318	152,447	14,969
	A _v (cm ²)		40,37	30,61	8,82
			4,72	3,81	0,37
	A _{vj} (cm ²)		102,76	72,87	39,41
	A (cm ²)		25,84	22,73	11,24
			10,23	7,64	2,80
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)		27,72	33,88	34,81
		15,4	15,4	31,42	
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2x9HA14	2x10HA14	2x09HA12
			2x 05HA14	2x05HA14	2x06HA12
	S _t (cm)		15cm	15 cm	10 cm
			15 cm	15 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,82	6,39	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	6,93	8,47
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,85cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	4,298	3,026	1,625
		τ_b (MPa)	6,017	4,236	2,275
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98
sb(MPa)		4,14	2,91	1,66	

Tableau V-3-2 : Ferrailage des voiles transversaux (VL 1, VL 4, VL 5, VL8)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,075	1,1	1,125		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,215	0,22	0,225		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2028,57	2110,89	298,406		
	σ_{min} [KN/m ²]	-3372,92	-4333,84	-617,56		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1280,647	1078,8	617,56		
	L _t (m)	0,67	0,74	0,76		
	L _c (m)	0,40	0,36	0,37		
	d (m)	0,590	1,440	1,440		
	σ_1 [KN/m ²]	408,381	-4102,897	-554,876		
	N (kN)		33,26	9,03	37,16	
			287,322	37,815	19,045	
	A _v (cm ²)		0,96	0,26	1,07	
			8,26	0,95	0,48	
	A _{vj} (cm ²)		49,30	41,53	23,78	
	A (cm ²)		11,34	6,20	7,01	
			18,64	6,89	6,42	
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12	
	A _v adopté (cm ²)		21,56	15,82	15,82	
			15,82	15,82	13,56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres		2x07HA14	2x07HA12	2x07HA12
				2x 07HA12	2x07HA12	2x06HA12
S _t (cm)			10cm	10 cm	10 cm	
			20 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,01	2,22	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		5,39	5,39	3,96		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe		
ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,85cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	6,618	5,448	3,050	
		τ_b (MPa)	9,266	7,628	4,270	
	ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98	
		sb(MPa)	11,52	8,00	4,72	

TableauV-3-4 : Ferrailage des voiles transversaux (VL 2, VL 3, VL6, VL7)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,75	0,775	0,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,15	0,155	0,16	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4384,04	2105,81	1411,77	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8958,99	-4660,64	-2717,19	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1010,43	564,86	251,89	
	L _t (m)	0,50	0,53	0,53	
	L _c (m)	0,25	0,24	0,27	
	d (m)	0,590	1,440	1,440	
	σ_1 [KN/m ²]	-1537,527	-7911,861	-4714,938	
	N (kN)		-468,18	-287,68	379,03
			716,965	430,726	20,073
	A _v (cm ²)		-13,45	-8,27	10,89
			20,60	10,77	0,50
	A _{vj} (cm ²)		38,90	21,75	9,70
	A (cm ²)		-8,02	-5,84	16,69
			26,04	13,19	6,30
	A _{min} (cm ²)		6,20	15,12	15,12
	A _v adopté (cm ²)		24,12	18,48	18,08
			28,14	12,82	7,78
	Choix des barres		2x06HA16	2x07HA12	2x07HA12
			2x 07HA16	2x07HA12	2x07HA12
S _t (cm)		10cm	10 cm	10 cm	
		20 cm	20 cm	20 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,51	1,60	6,00	
A _H /nappe (cm ²)		6,03	6,03	4,62	
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	10HA12/nappe	10HA10/nappe	
ep =20cm		(A=11,3cm ²)	(A=11,3cm ²)	(A=7,85cm ²)	
contrainte	τ_u (MPa)	7,485	4,049	1,749	
	τ_b (MPa)	10,479	5,669	2,449	
ELS	N _s (kN)	3121,88	2209,62	1285,98	
	σ_b (MPa)	15,90	9,47	6,21	

VI-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VI-2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

VI - 3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

III-1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

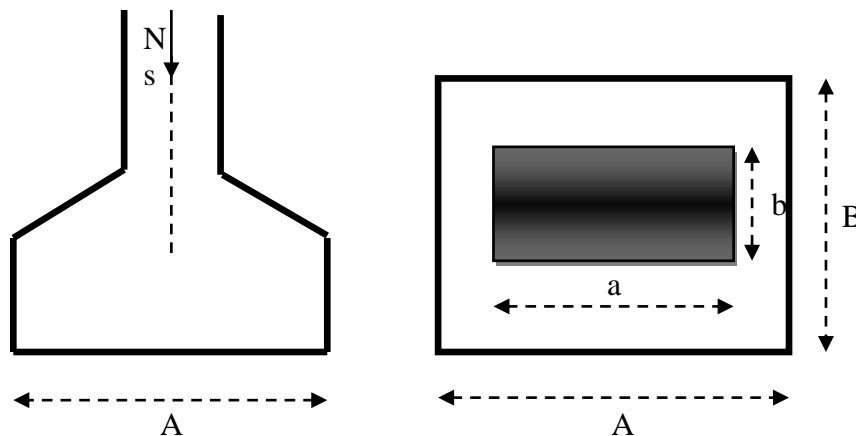
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 2411.88 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B^2 = 12.06 \text{ m}^2$

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.



figVI-1 schéma de la fondation.

VI-4) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
4VT	2411.67	3,45	3,49	4x12.04
				St = 48,16

Tableau VI-1.

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
4VL1	1975.12	1.075	9,186	4x9.87
4VL2	1620.91	0,75		4x10, 81
				St =82,72

Tableau VI-2.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 130,88 m²**.

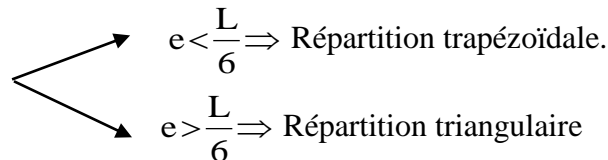
VVI-5) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants 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.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c) Application :

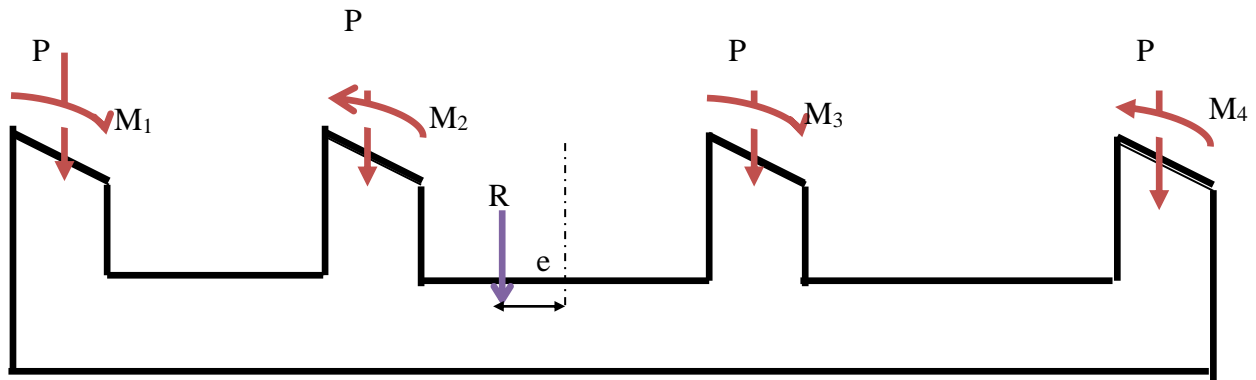
Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Mi
2	1511.9	-3,75	-5669,62	-3.85
5	1075.11	10,6	11396,166	2.50
8	1236.3	-3,75	-4636,125	-2.35
9	1197.40	3,75	4490,25	0.97
10	1035.10	6,85	7090,43	1.74
11	1060.4	10,6	11240,24	2.35
14	1136,12	-3,75	-4260,45	-2,21
15	1245,25	3,75	4669,68	1,86
16	1112,23	6,85	7618,77	3,12
17	1088,65	10,6	11539,69	2,58
20	1045,26	-3,75	-3919,72	-2,87
23	1110,21	10,6	11768,22	3,12
	11852,53		Σ =51327,53	Σ = 6,94

On a :

Tableau VI-3.

$$e = 0,92 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,1}{6} = 3,017 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{11852,53}{18,1} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,92}{18,1}\right) = 754,68 \text{ kN/m}$$



figVI-2 semelle sous poteaux.

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{754,68}{200} = 3,77 \text{ m} \text{ on prend } B = 3,80 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 3,80 \times 14,3 = 54,34 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 54,34 \times 12 = 652,08 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 652,08 + 130,88 = 782,96 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 18,1 \times 14,3 = 258,83 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{782,96}{258,83} = 3,024$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

➤ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI -6 Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de

l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
-
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
-
- Facilité de coffrage ;
-
- Rapidité d'exécution ;

VI-7 Pré dimensionnement du radier :

VI-7-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

VI-7-2) Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80 \text{ cm}$.

b) Sous poteaux :

➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 80 \text{ cm}$

VI-7-3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,77 \text{ m}$$

➤ Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

VI-8 Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $h_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (14,3 \times 0,50 + 18,1 \times 0,50) \times 2 = 32,4 \text{ m}^2$$

Donc : la surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 258,83 + 32,4 = 291,23 \text{ m}^2$

VI-9) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

Poids de la nervure : $[(0,5 \times 0,8 \times 14,3 \times 6) + (0,5 \times 0,8 \times 18,1 \times 4)] \times 25 = 1582,00 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO : $[(291,23 - 97,1) \times (0,8 - 0,3)] \times 25 = 2426,62 \text{ KN}$

Poids de la dalle : $[258,83 \times 25 \times 0,3] = 1941,225 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $291,23 \times 0,1 \times 25 = 728,075 \text{ KN}$

$$G_{\text{tot}} = 6677,92 \text{ KN.}$$

VI-9-1) Combinaisons d'actions :

$G = 41484,28 \text{ KN}$ (Les résultats de l'ETABS)

$Q = 8460,15 \text{ KN}$

L'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 68694,003 \text{ KN}$

L'ELS : $N_s = G + Q = 49944,43 \text{ KN}$

VI-9-2) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{68694,003}{1,33 \times 200} = 258,25 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{49944,43}{200} = 249,72 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 258,25 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI-10 Vérification :**VI-10 -1 Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,80 = 0,72\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{68694,003 \times 1}{291,23} \times \frac{4,00}{2} = 471,75\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{471,75}{1 \times 0,720} = 655,20\text{ kN/m}^2 = 0,65\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-10 -2 Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

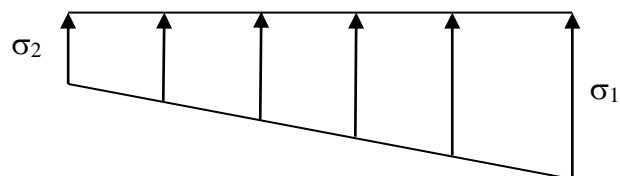
On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



FigVI-3. Diagramme des contraintes

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7,15m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,05m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 17627.26m^4$$

$$I_{yy} = 28510.03m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 1012.16 + 5951.27 \times 0,8 = 5773.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 1901.84 + 6022.58 \times 0,8 = 6719.90 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	150.10	143.53	148.45	110.19	103.63	108.55	OK
Y - Y	149.77	143.85	148.30	109.87	103.95	108.40	OK

Tableau VI-4.

VI -11 Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

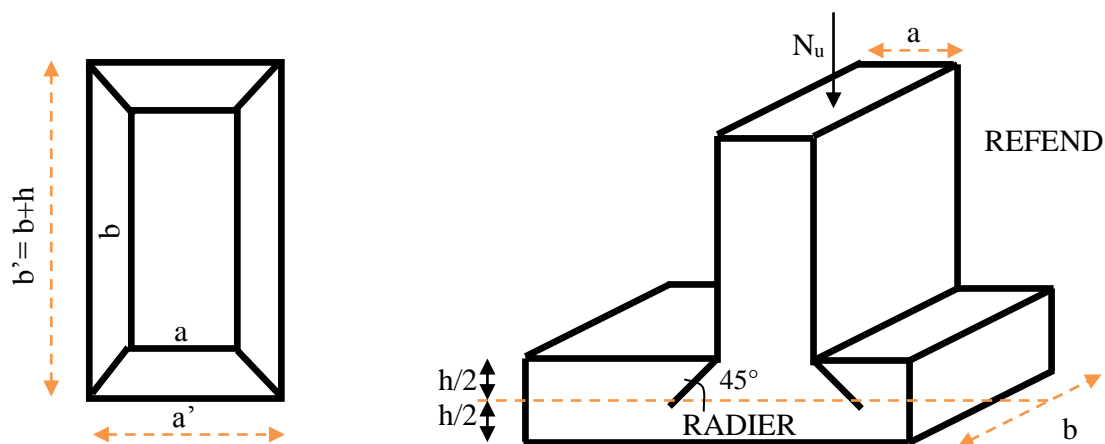
Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



FigVI-4. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,8) = 4,8m$$

$$N_u = 68694,003KN$$

$$N_u < (0,07 \times 4,8 \times 0,8 \times 25000) / 1.5 = 4480,00 KN$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.45 + 2 \times 0,8) = 10,5 m$$

$$N_u = 1556.12$$

$$N_u < 0,07 \times 0,8 \times 10,5 \times 25000 = 14700 KN$$

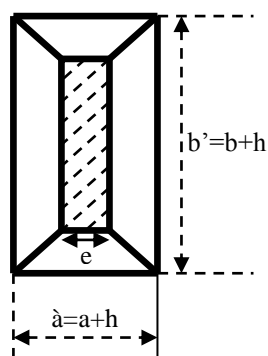


Fig VI-5.

VI-12 Ferrailage du radier :**VI-12-1 Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VI-12-2 Identification du panneau :

$$L_x = 3,75 \text{ m} ; L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{4,00} = 0,94$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

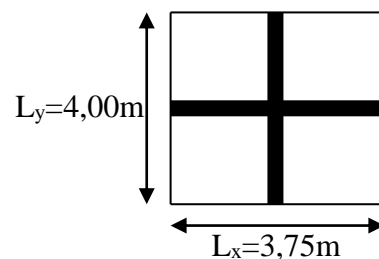


Fig VI-6.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 148,45 - \frac{6677,92}{291,23} = 125,52 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 108,55 - \frac{6677,92}{291,23} = 85,62 \text{ kN/m}^2$$

VI-12-3 Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 148,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,94 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0419 \\ U_y = 0,864 \end{cases}$$

VI-12-4 Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0419 \times 125,52 \times (3,45^2) = 62,6 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,864 \times 62,6 = 54,08 \text{ KN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

VI-12-5 Ferrailage dans le sens x - x :**➤ Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 62,6 = -31,3 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{31,3 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,036 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{31,3 \times 10^3}{0,982 \times 25 \times 348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6,79 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$;

Avec : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 62,6 = 46,95 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,95 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,052 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,95 \times 10^3}{0,973 \times 25 \times 348} = 5,54 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA14 = 9,24 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$.

VI-12-6 Ferrailage dans le sens y - y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 54,08 = -27,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,04 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,04 \times 10^3}{0,985 \times 25 \times 348} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 54,08 = 40,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40,56 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,046 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta = 0,976 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40,56 \times 10^3}{0,976 \times 25 \times 348} = 4,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,70 cm²/ml.

Avec : S_t = 20 cm < min (4h, 45 cm).

VI-13 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x – x :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 1,26}{2} = 2,088 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 3,66 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 3,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 5,54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,472 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 4,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VI-13-1 Calcul a LELS :

$$q_s = 85,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1,26 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Calcul des moments M_u, M_y.

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0368 \times 85,62 \times (4,00)^2 = 50,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 1,000 \times 50,41 = 50,41 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 50,41 = -25,205 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 50,41 = 37,81 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 50,41 = -25,205 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 50,41 = 37,81 \text{ KN.m}$$

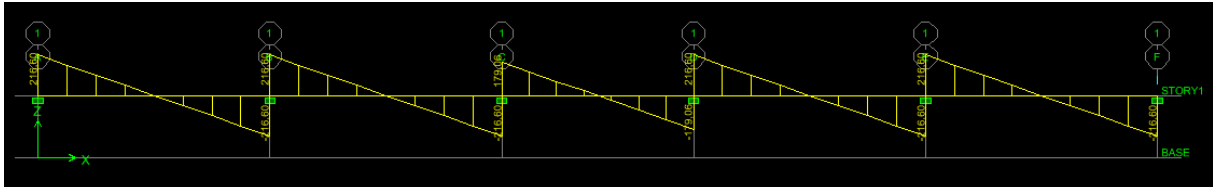


Fig VI-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Remarque : Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 152.27 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -227.17 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -227.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{227.17 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta = 0,0971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{227.17 \times 10^3}{0,971 \times 75 \times 348} = 8.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12.56 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm

➤ **En travée :**

$$M_t = 152.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{152.27 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,038 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{152.27 \times 10^3}{0,981 \times 75 \times 348} = 5.95 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm²/ml. Avec : S_t = 25 cm.

2) **E. L.S**

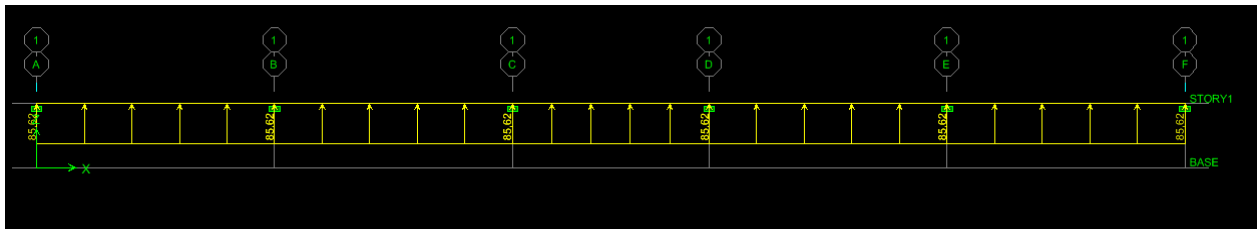


Fig VI-10 : Diagramme Des charges à l'ELS.

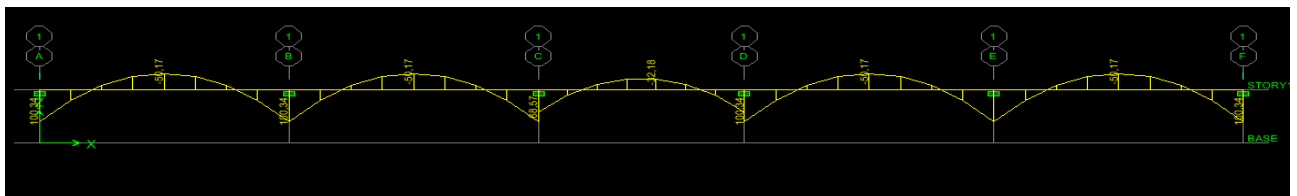
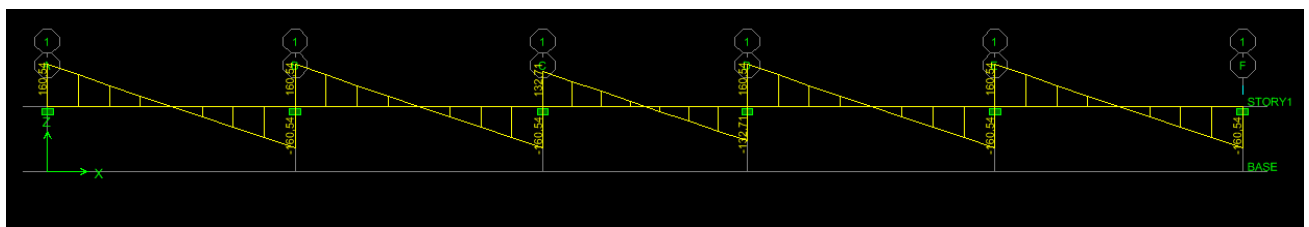


Fig VI- 11 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.



FigVI-12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	227.17	166.11	1.36	0.056	0.0721	0.43	Condition vérifiée
	Travée	152.27	11.35	1.36	0.038	0.0485	0.43	Condition vérifiée

Tableau VI-6.

➤ **Sens transversale :**

ELU : $q_u = 146.44 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = 107.08 \text{ KN/m}$

1) **E.L.U**

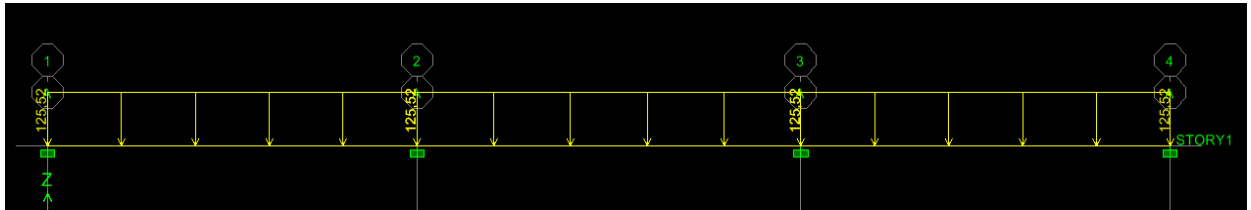


Fig VI-13 : Chargement de la nervure a l'ELU sens y-y

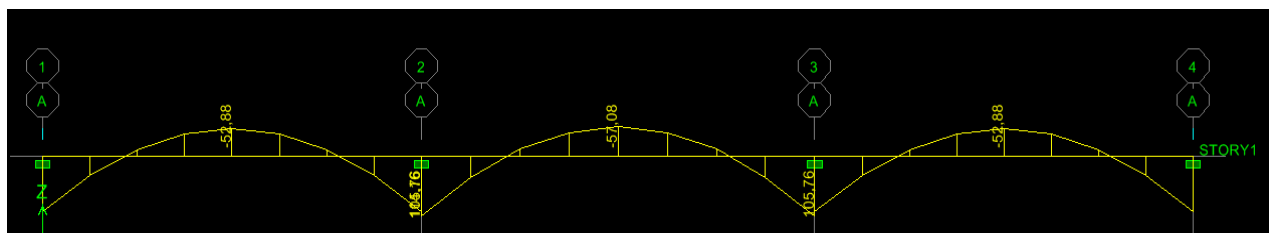


Fig VI-14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

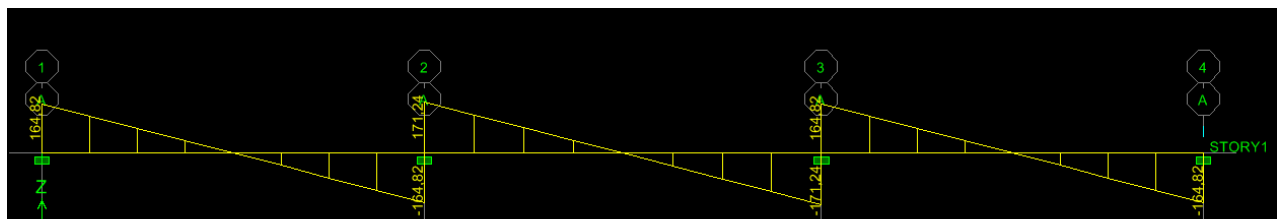


Fig VI-15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 199.84 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -278.38 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 75 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -278.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{278.38 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,070 \rightarrow \beta = 0,0964$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{278.38 \times 10^3}{0,964 \times 75 \times 348} = 11.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12.56 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm

➤ **En travée :**

$$M_t = 199.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{199.84 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,050 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{199.84 \times 10^3}{0,974 \times 75 \times 348} = 7.86 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8.04 cm²/ml.

Avec : S_t = 25 cm.

2) **E. L.S**

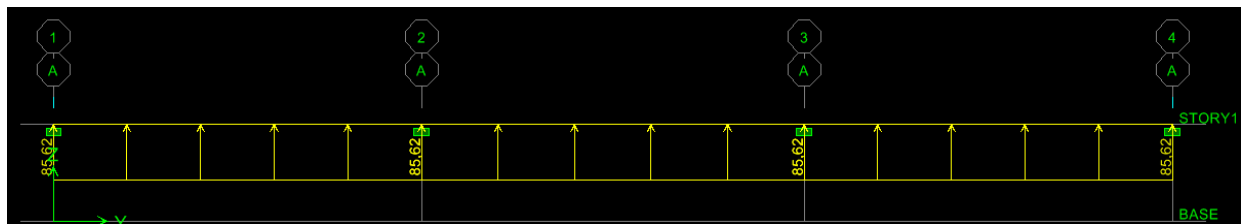


Fig VI-16 : Chargement de la nervure à l'ELS sens y-y

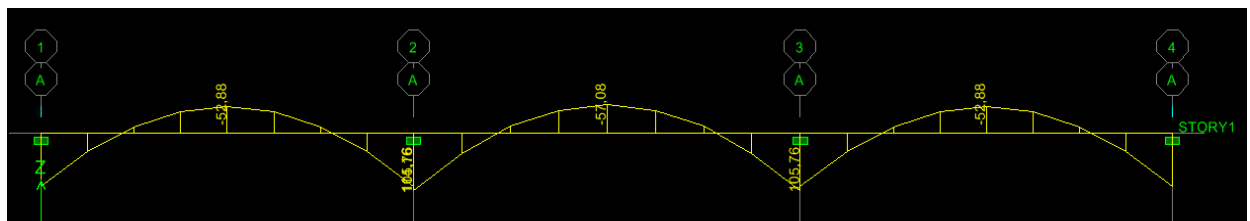


Fig VI-17 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

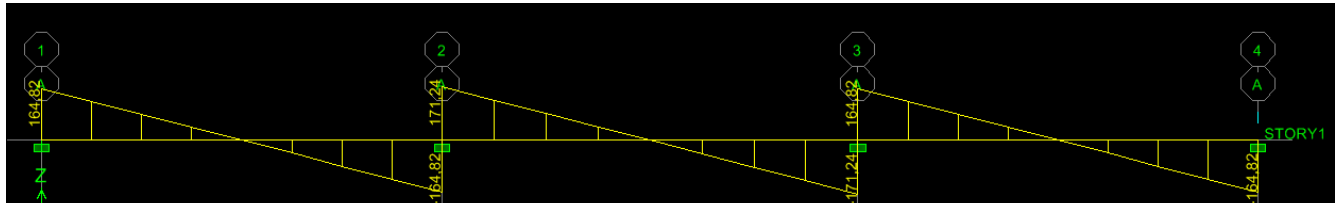


fig VI-18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	278.38	204.15	1.36	0.070	0.0907	0.43	Condition vérifiée
	Travée	199.84	146.56	1.36	0.050	0.0641	0.43	Condition vérifiée

Tableau VI-7

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 4.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

✓ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\} = 19.2 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm} : \text{ en zone courante}$

✓ Armatures transversale minimales :

$$A_{min} = 0.003 St b = 2.025$$

Soit : $A_t = 6 HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$ (2 cadre et un étrier)

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 398.37 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{378.37 \times 10^3}{450 \times 750} = 1.12 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-1 Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

VII-2 Pré-dimensionnement du voile périphérique :

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 20 cm.

a) 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

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

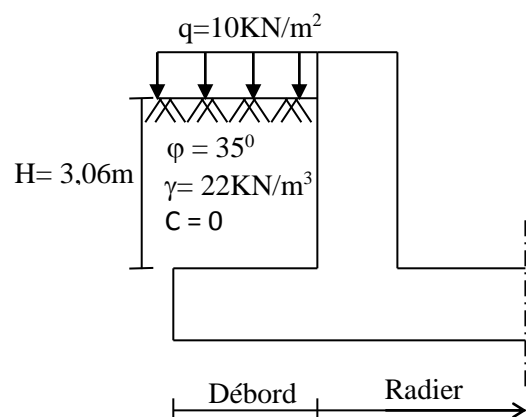
$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

- Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN / m}^2$
- Poids volumique des terres $\gamma = 22 \text{ KN / m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion $C = 0$



FigVII-1 : Schéma statique du voile périphérique.

c) Calcul des sollicitations :• ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

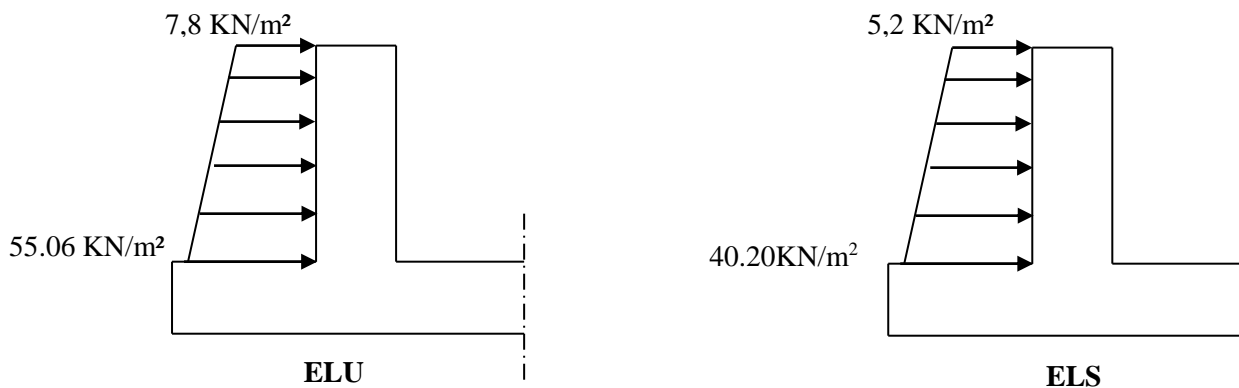
$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 55,06 \text{ KN/m}^2$$

• ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 40,20 \text{ KN/m}^2$$

d) Diagramme des contraintes :

FigVII-1 : Diagramme des contraintes.

e) Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 55,06 + 7,8) \cdot 1}{4} = 43,24 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 40,20 + 5,2) \cdot 1}{4} = 31,45 \text{ KN/m}$$

VII-3 Ferraillage du voile périphérique :**a) Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 → appuis de rive.

0,5 → autre appuis.

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,40m$$

$$l_y = 3.60 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,40}{3.60} = 0,94 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

d) Calcul des moments isostatiques :

- **ELU :**

$$\rho = 0,94 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0419 \times 43.24 \times 3.06^2 = 16.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,864 \times 16.96 = 14.65 \text{ KN.m}$$

e) Correction des moments :• Sens xx :

$$M_a = 0.5 \times 16.96 = 8.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 16.96 = 12.72 \text{ KN.m}$$

• Sens yy :

$$M_a = 0.5 \times 14.65 = 7.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.65 = 10.98 \text{ KN.m}$$

f) Ferraillage du voile

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ	μ_l	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	St (cm)
XX	Appuis	8.48	0,020	0,392	SSA	0,990	1.44	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	12.72	0,03	0,392	SSA	0,985	2.18	2	5HA12/ml=5.65	20
YY	Appuis	7.32	0,018	0,392	SSA	0,991	0.17	2	5HA12/ml=5.65	20
	Travée	10.98	0,026	0,392	SSA	0,987	1.88	2	5HA12/ml=5.65	20

Tableau VII-1: Ferraillage du voile périphérique.

g) Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

h) Vérification à l'ELS :

$$v = 0.2 \quad \rho = 0.94 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0481 \\ \mu_y = 0,906 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0481 \times 31.45 \times 3^2 = 14.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,906 \times 14.16 = 12.83 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

$$M_a = 0.5 \times 14.16 = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14.16 = 10.62 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_a = 0.5 \times 12.83 = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 12.83 = 9.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3 \times 400}; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	zone	As(cm ²)	Ms(KN.m)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obser
XX	Appuis	5HA12	7,08	0,332	0,910	40.56	81.00	201.63	2.00	15	C.V
	Travée	5HA12	10,62	0,332	0,910	40.56	121.50	201.63	3.00	15	C.V
YY	Appuis	5HA12	6,41	0,332	0,910	40.56	73.33	201.63	1.81	15	C.V
	Travée	5HA12	9,62	0,332	0,910	40.56	110.06	201.63	2.71	15	C.V

Tableau VII-2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Résultats:

- L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **20cm**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.
Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.
Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, m'ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que je n'ai pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en génie civil.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, le logiciel ETABS utilisé pour la modélisation de la structure.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle j'espère quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

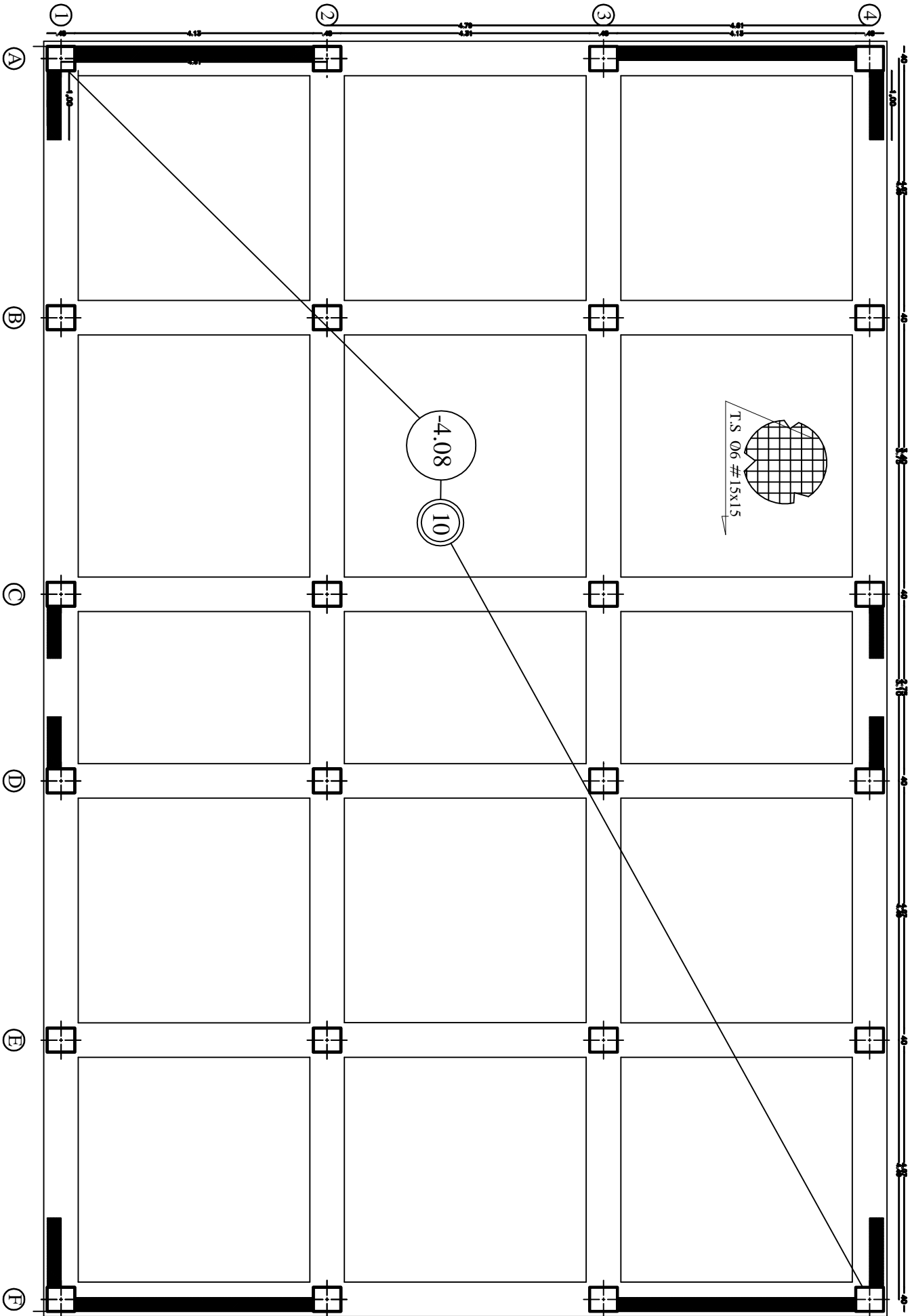
Bibliographie

I- Règlements :

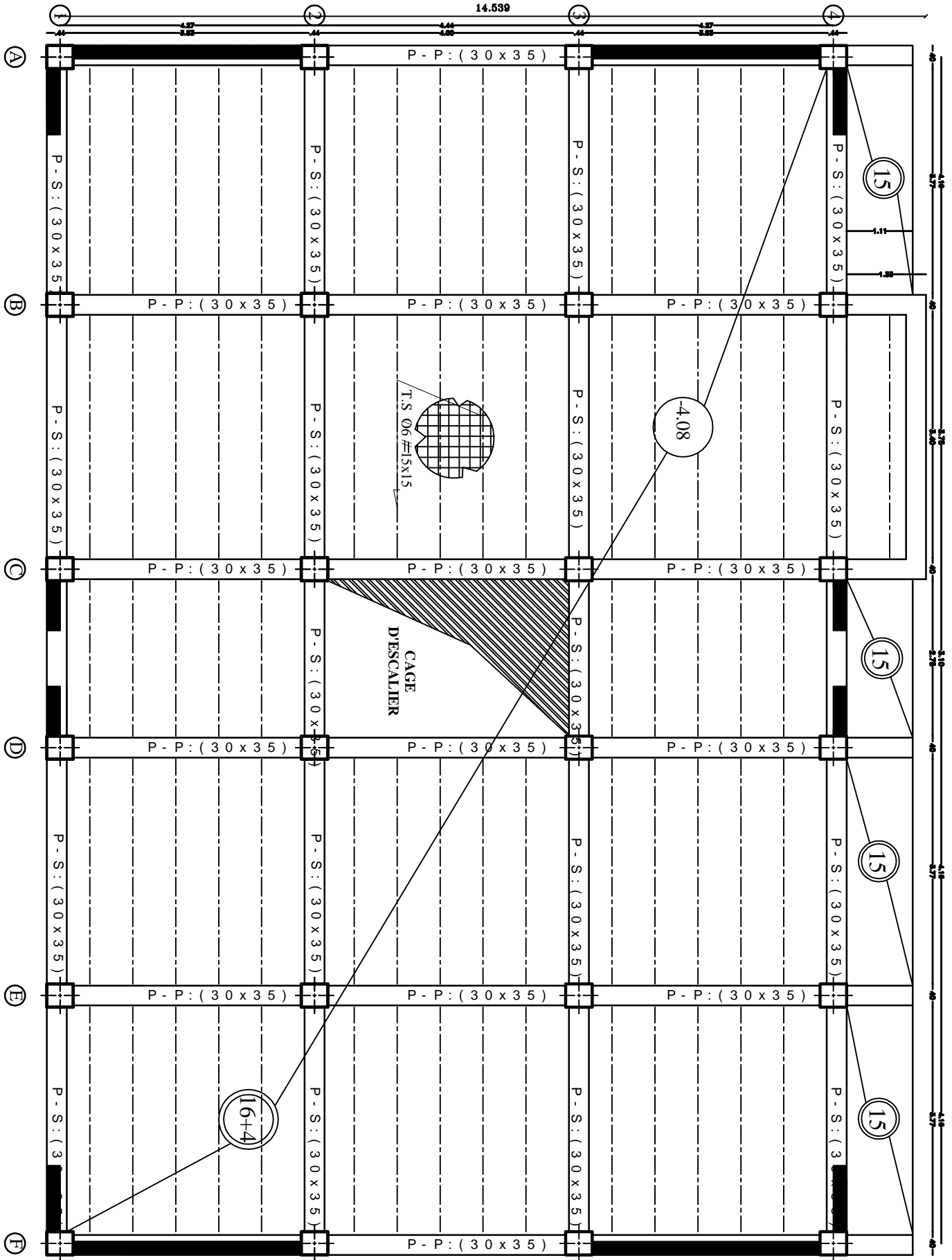
- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé
CBA93.
- 3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
modifiée 99.
- 4- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrage :

- 1- calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES
- 2- Cours et TD des années précédentes de spécialité.
- 3- Les abaques de **PIGEAUD**
- 4- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

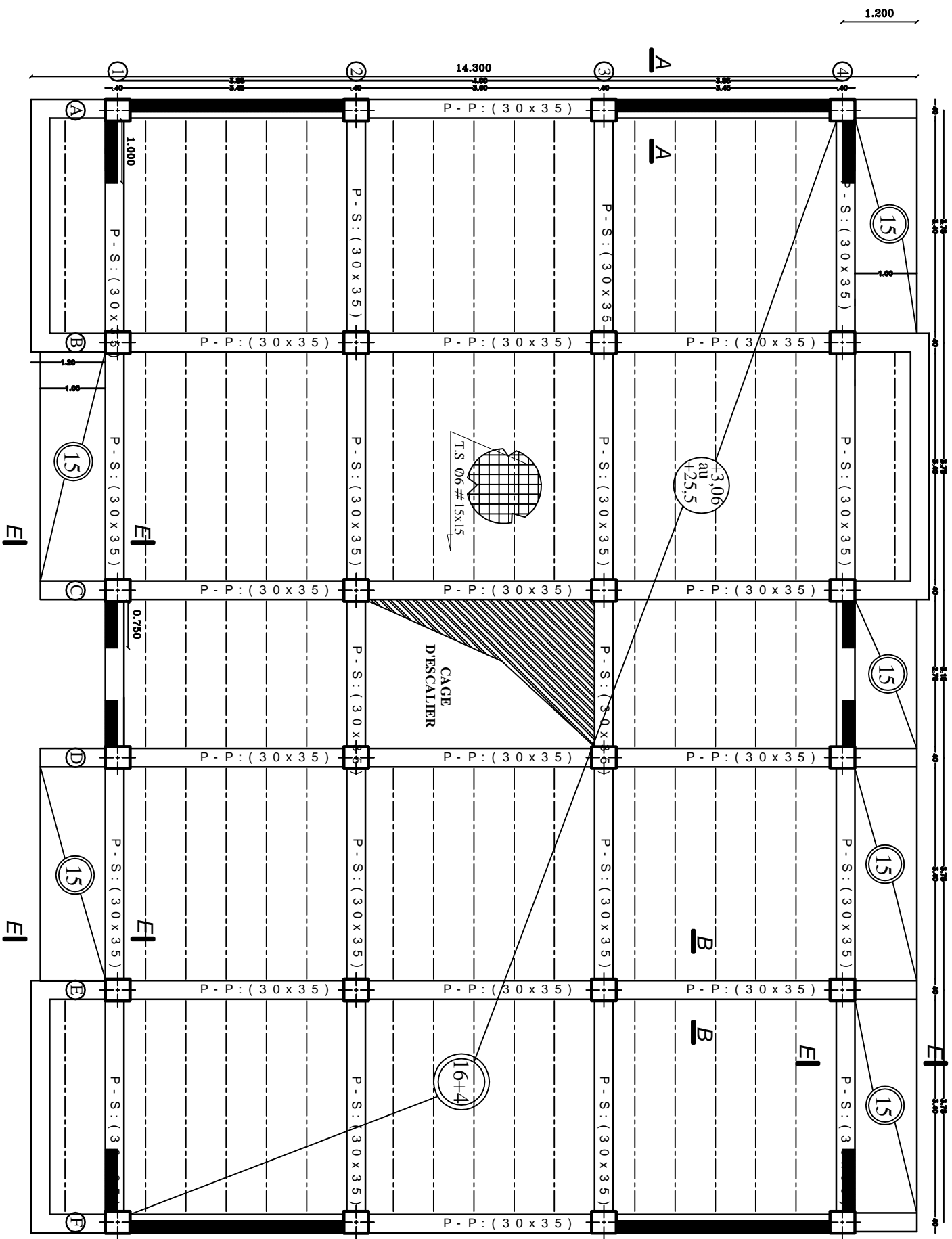


PLAN DE COFFRAGE
FONDATION

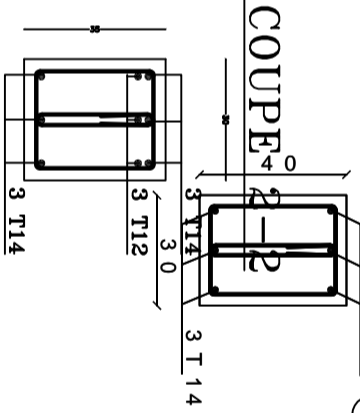
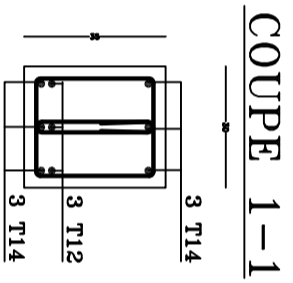
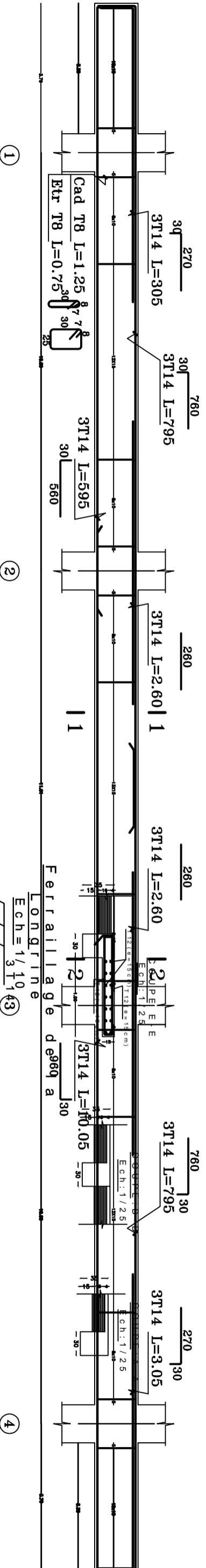


**PLAN DE COFFRAGE DU
 PLANCHER Niv +0.00;+1.02**

PLAN DE COFFRAGE DU
 PLANCHER Niv +3,06 au +25,5



POUTRES PRINCIPALES 30X35
 POUTRES NIVEAUX RDC

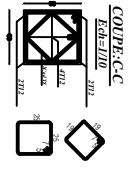
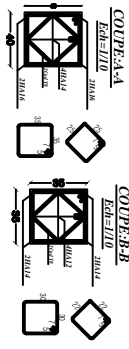
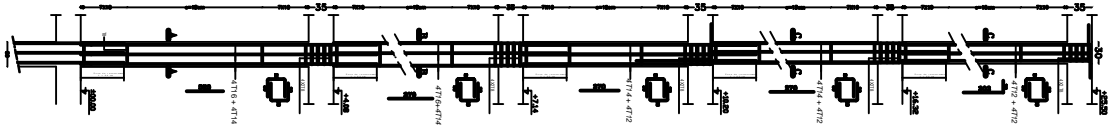


Ech: 1/10

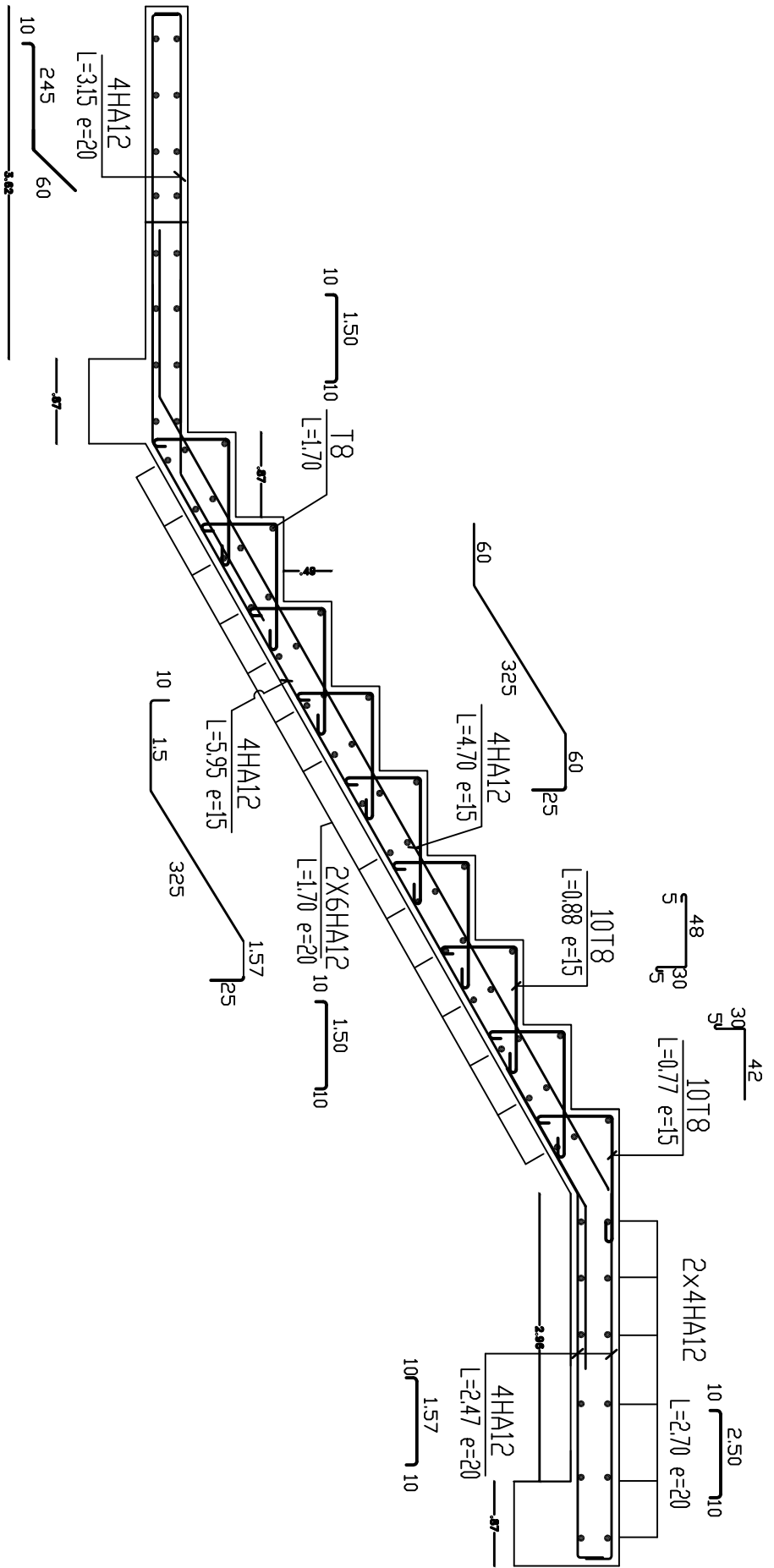
Ech: 1/25

Ech: 1/25

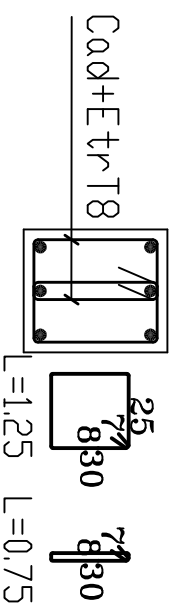
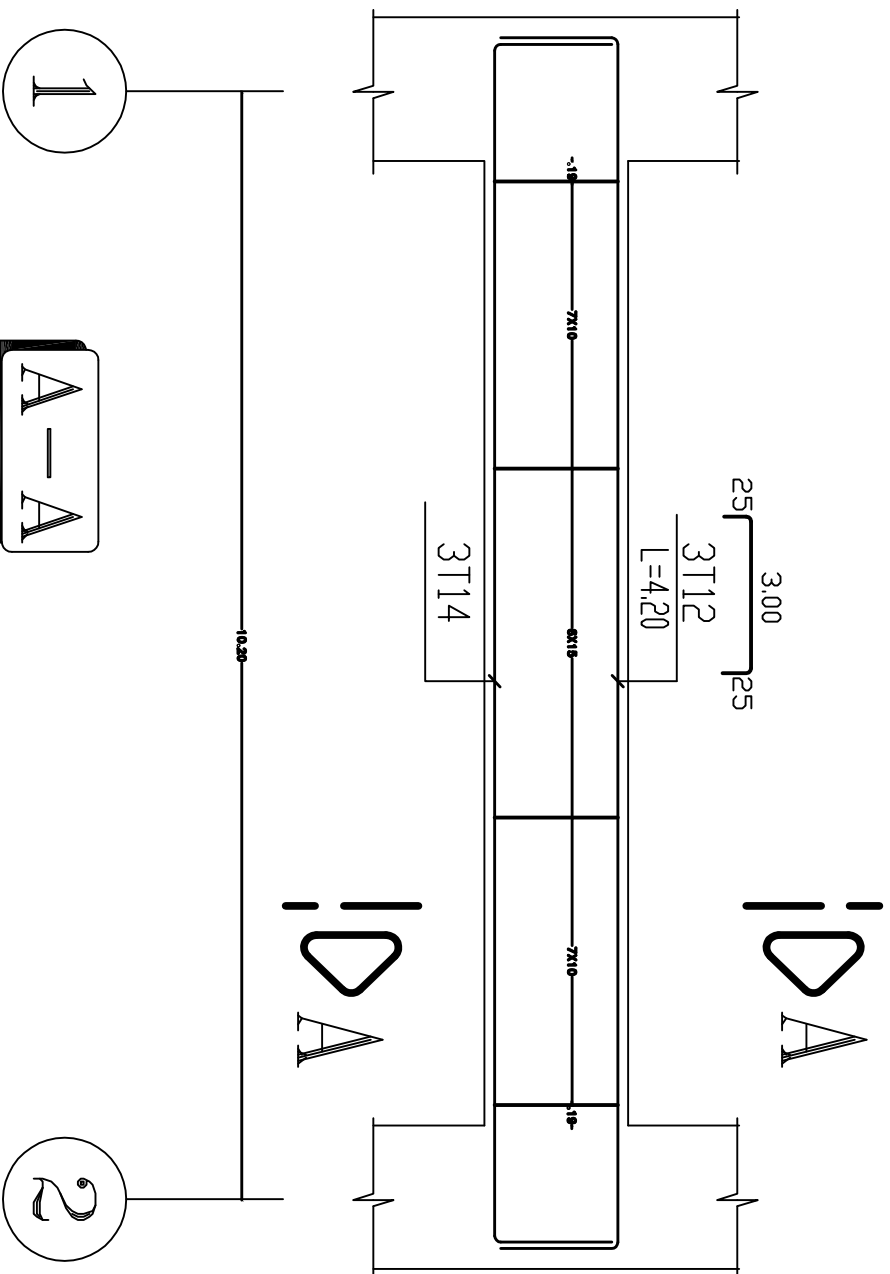
Ech: 1/25



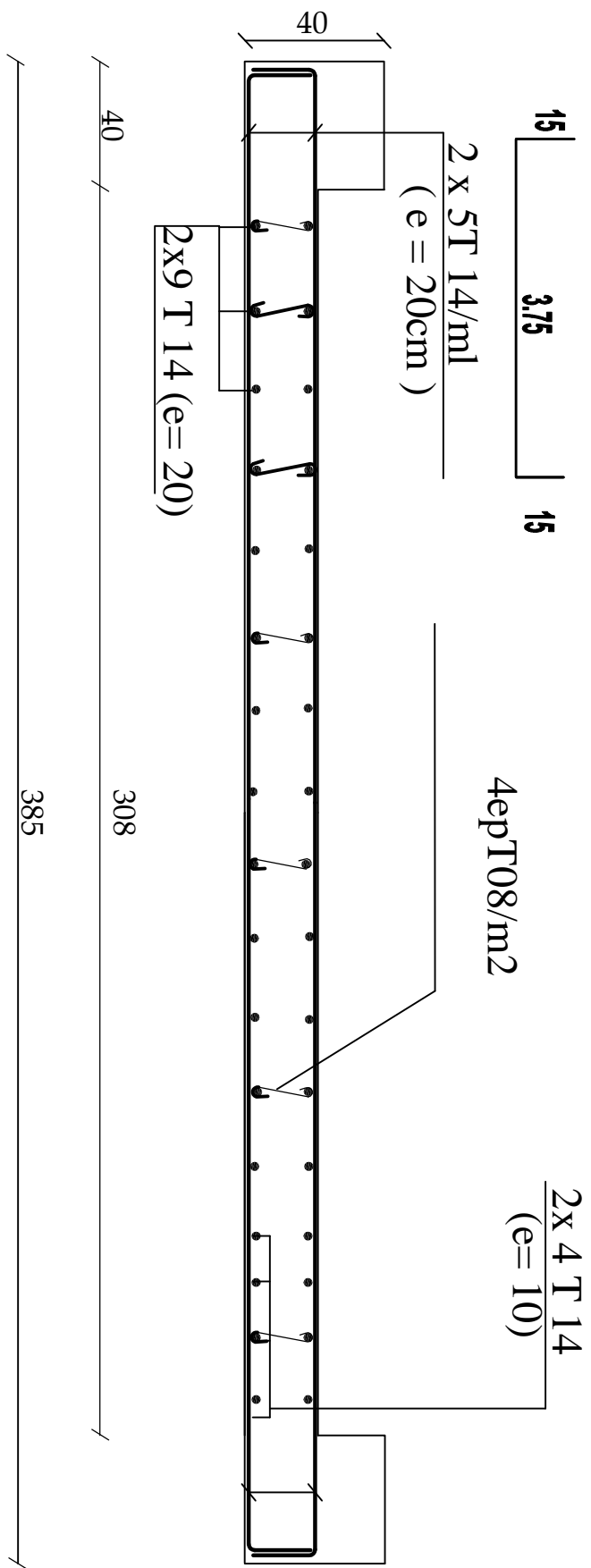
VOLLEE 02



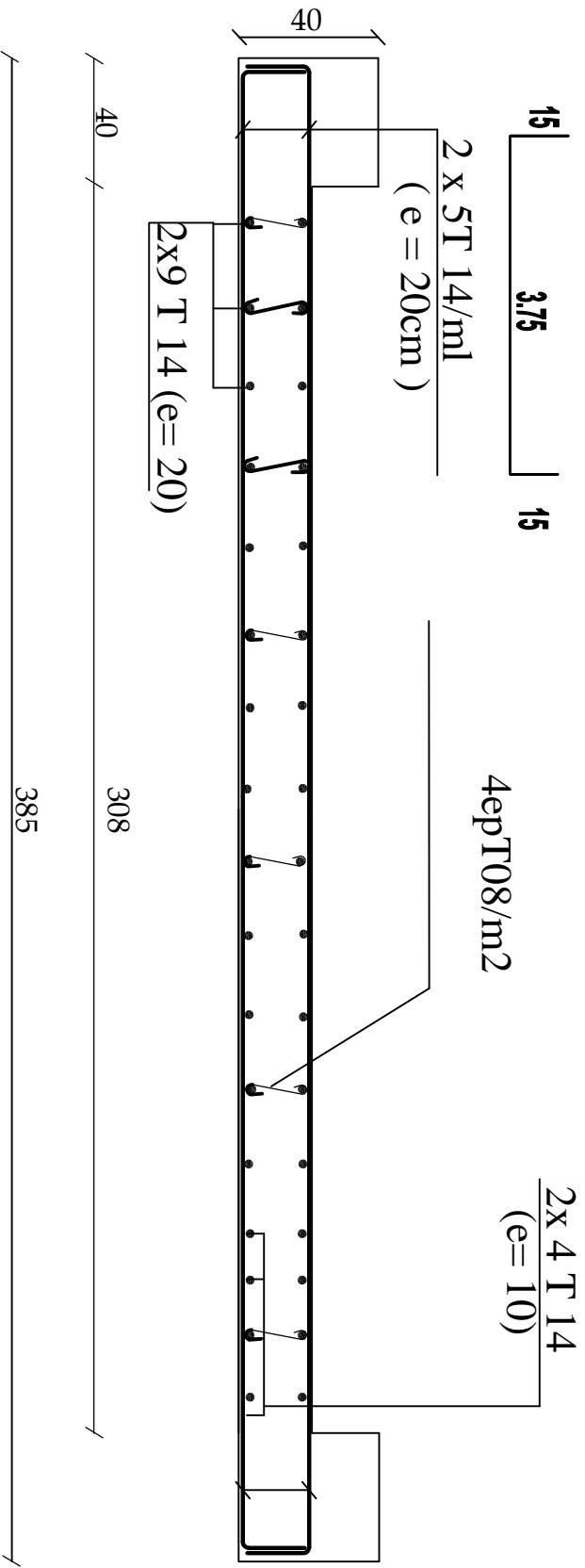
POUTRE PALIERE



VOILE VT1 et VT.2
Echelle 1:20



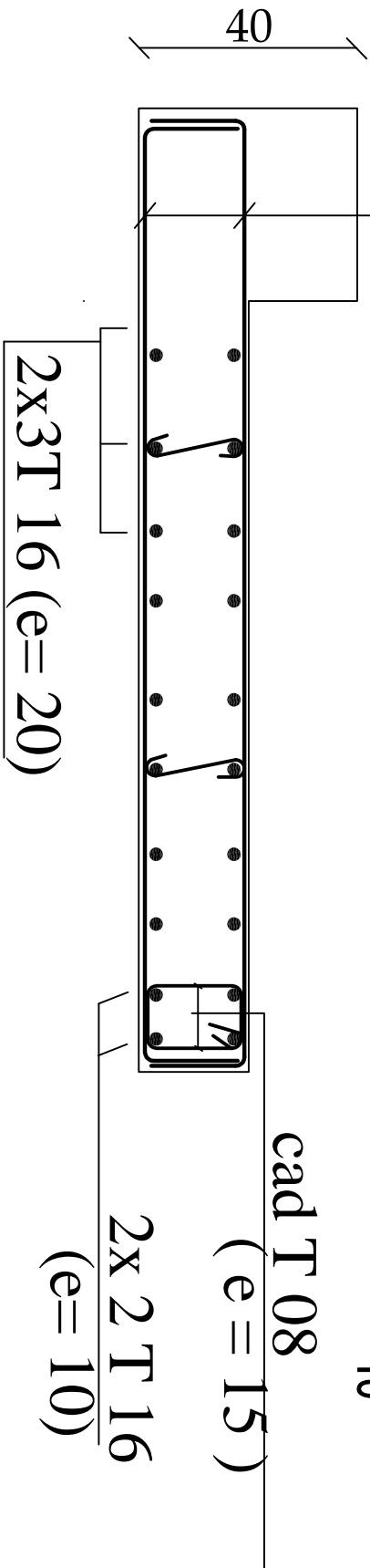
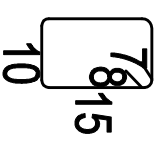
VOILE : VT3 et VT4.
Echelle 1:20



VOILES : VL1 et VL4.
Echelle 1:20

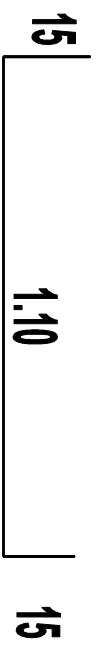
15 | 1,10 | 15

2 x 6T 16/m1
 (e = 15)

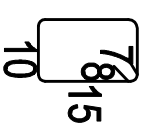


40 | 0.80 | 1.20

VOILE : VL5 et VL8
Echelle 1:20



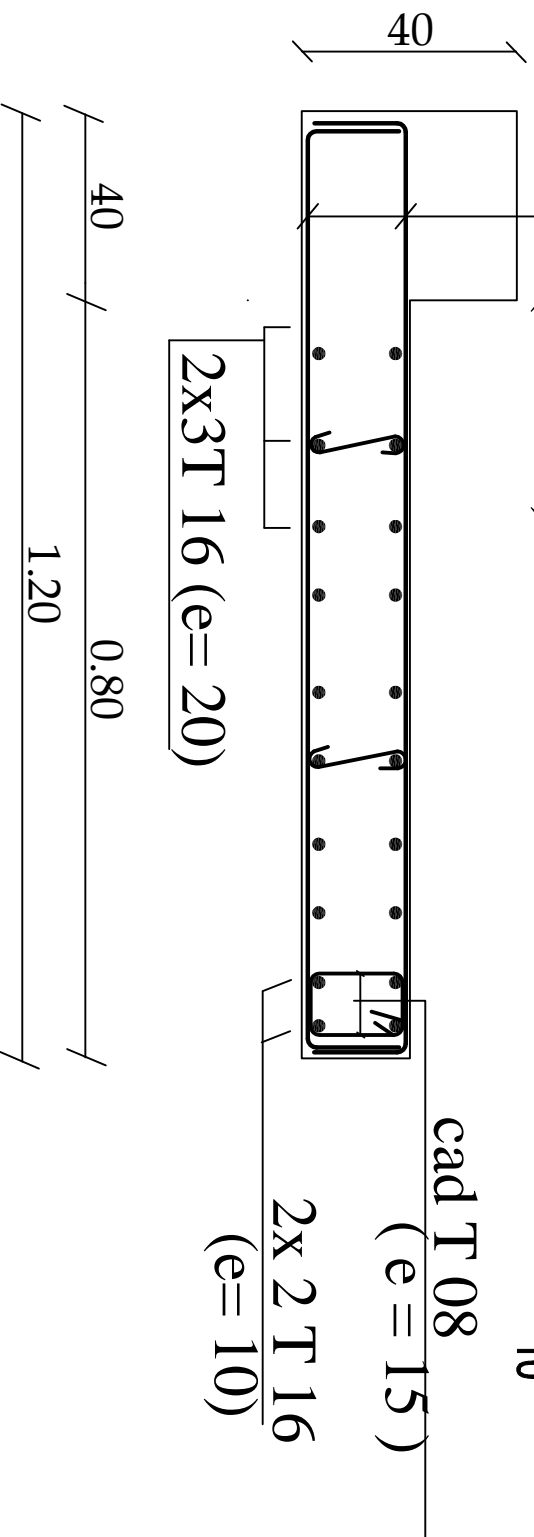
2 x 6T 16/ml
(e = 15)



cad T 08
(e = 15)

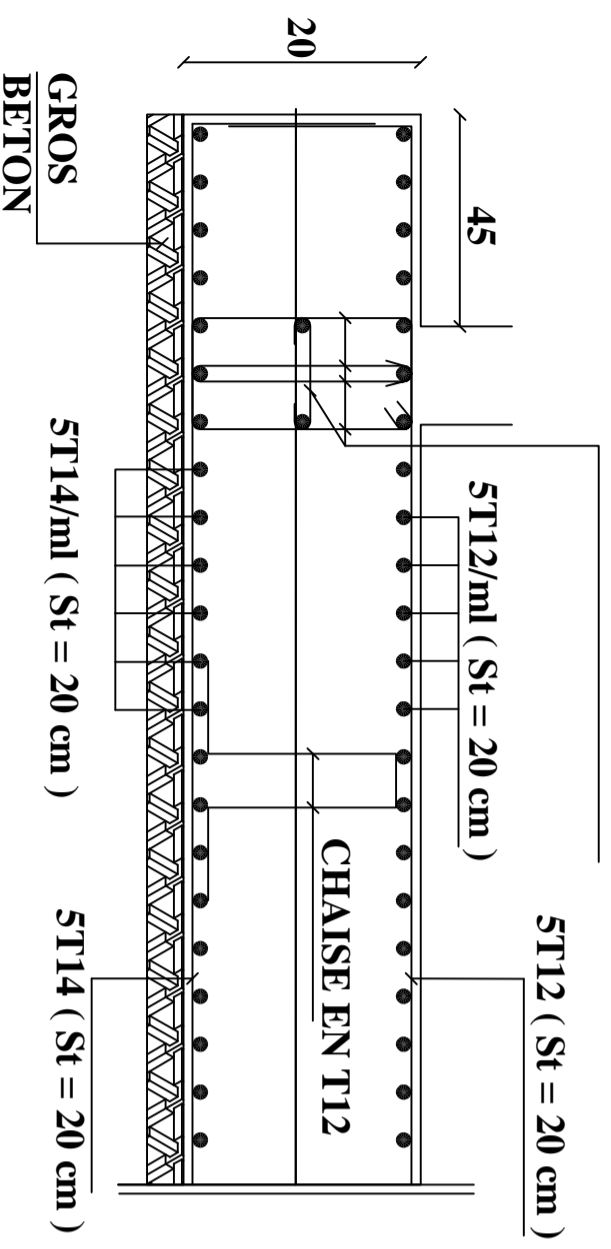
2x 2 T 16
(e= 10)

2x3T 16 (e= 20)



FERRAILLAGES DU RADIER GENERAL SENS Y-Y

**1 CADRE + 1 ETRIER
+ 1 EPINGLE DE T8**



FERRAILLAGES DU RADIER GENERAL SENS X-X

**1 CADRE + 1 ETRIER
+ 1 EPINGLE DE T8**

