

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

*Etude d'une structure en R+ 9 à usage multiple
Contreventée par des voiles porteurs
Avec logiciel ETABS*



Etudié par :
M^{re}: CHAIBI FARID

Dirigé par :
M^{re}: DJELLOULI HOCINE

Année 2016/2017

Remerciements

Je tiens en premier lieu à remercier Dieu.

Et au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à M^r : DJELLOULI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Je tiens à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Je tiens à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Mes remerciements à ma famille et à tous mes amis (es)

Enfin, je tiens à remercier également les membres de jury qui me fera l'honneur de juger mon modeste travail.

Merci à tous



Dédicace

Je Dédier Ce modeste Travail:

A ma Très Chère maman

A la mémoire de mon père

A Mes Frères Et Sœurs

A Tout Mes Amis (es) proche et loin

Farid



Sommaire

Introduction générale

	Page
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	09
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 Acrotère.....	22
III.2 Balcons.....	27
III.3 Calcul du plancher d'étage courant.....	34
III.4 calcul du plancher d'étage de service.....	52
III.5 La salle machine.....	70
III.6 La poutre de chainage.....	78
III.7 Les escaliers	113
III.8 Poutre palière.....	128
 Chapitre IV : Modélisation de la structure.....	129
Chapitre V : Vérification des exigences du RPA.....	147
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
VIII.1 Poteaux.....	156
VIII.2 Poutres.....	167
VIII.3 Voiles.....	178
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	193

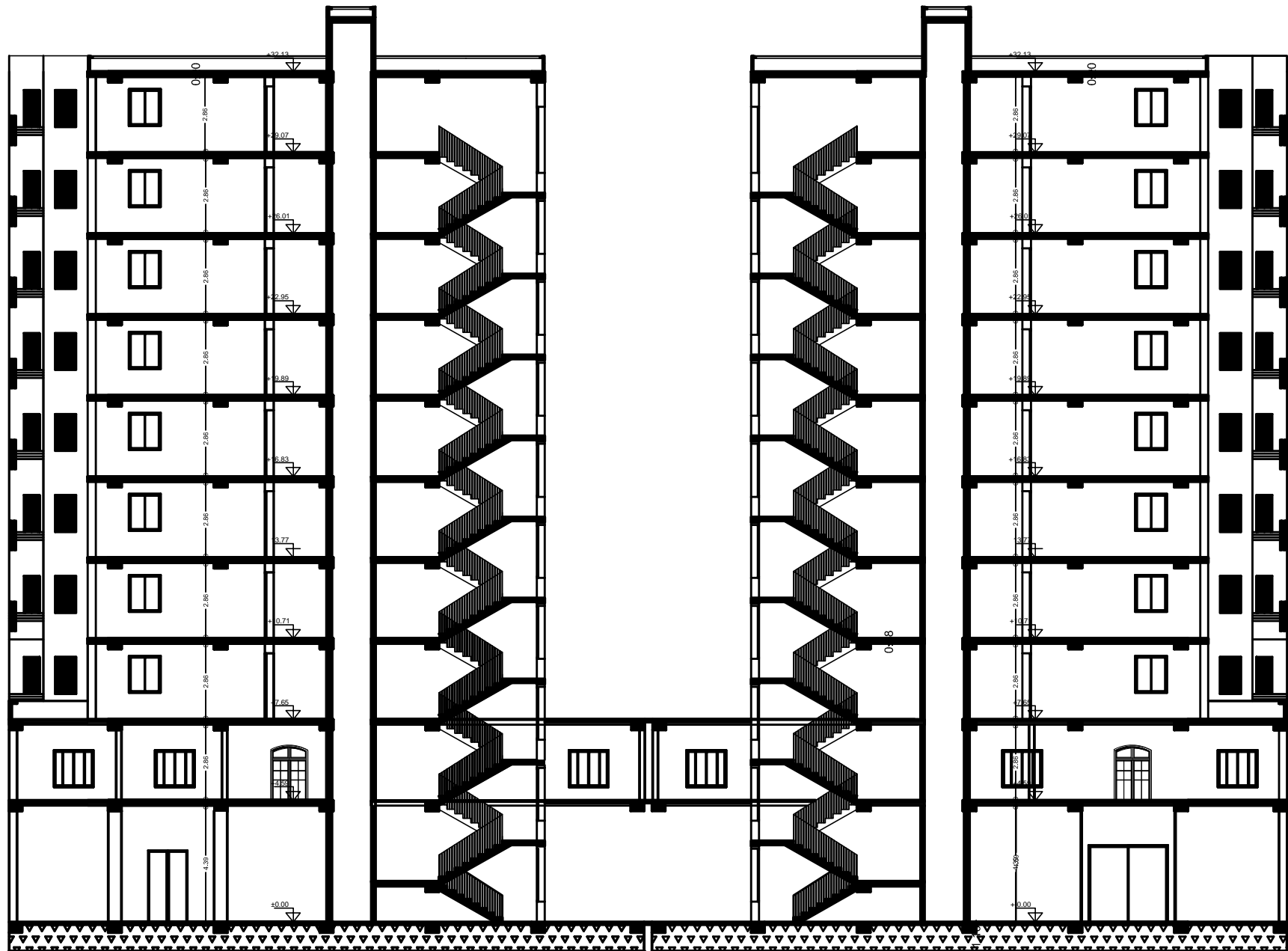
Conclusion générale

Bibliographie

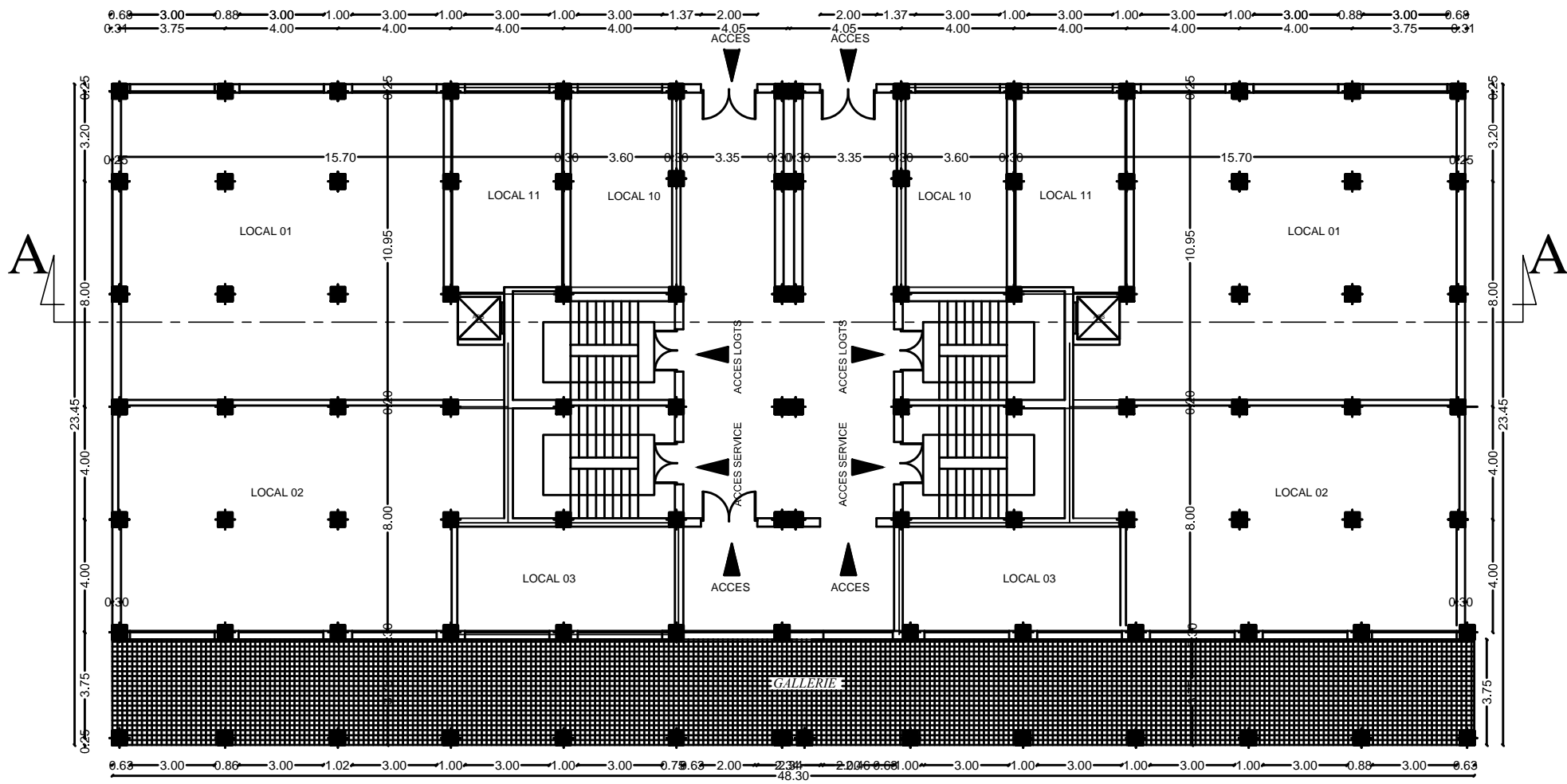
PLANS D'ARCHITECTURE



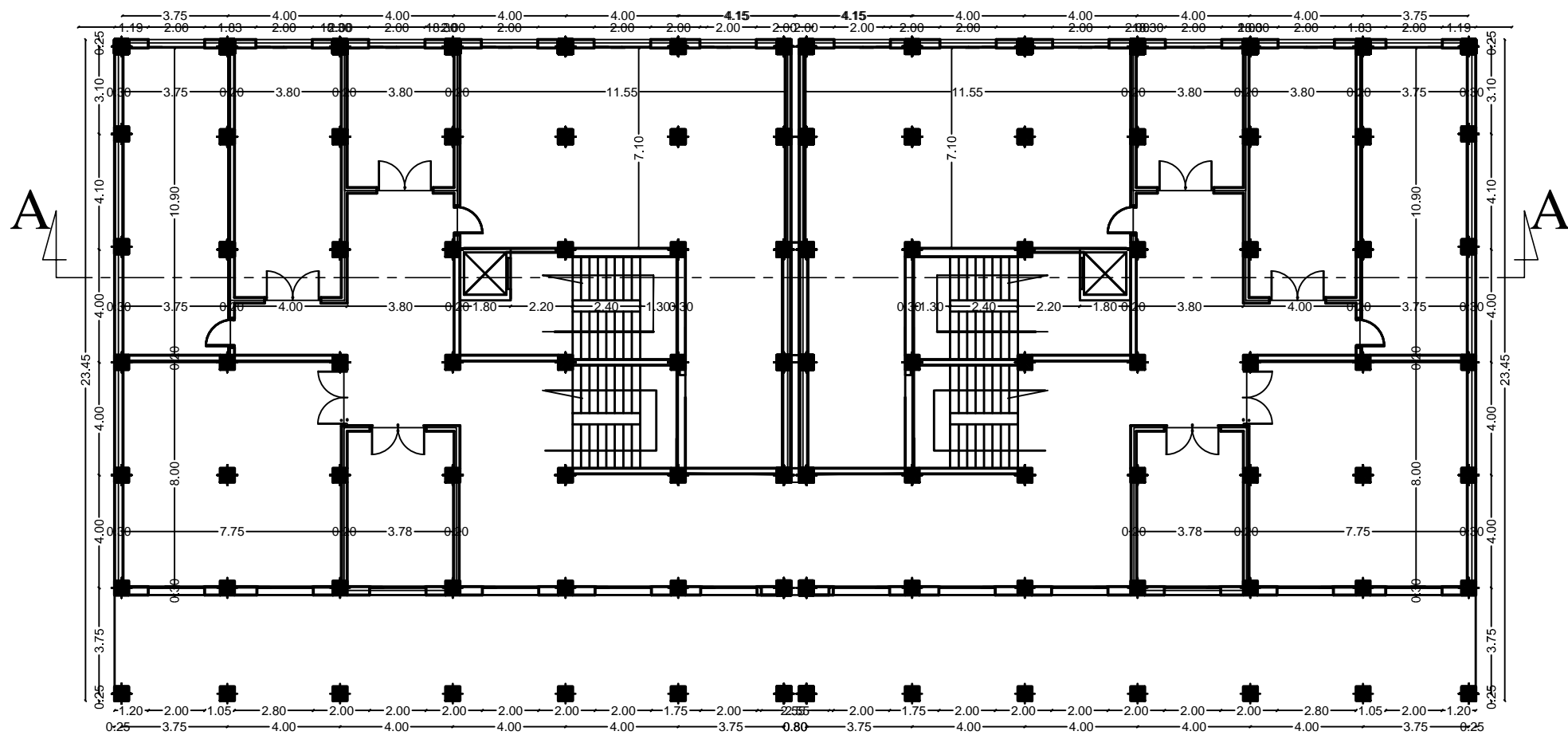
FACADE PRINCIPALE



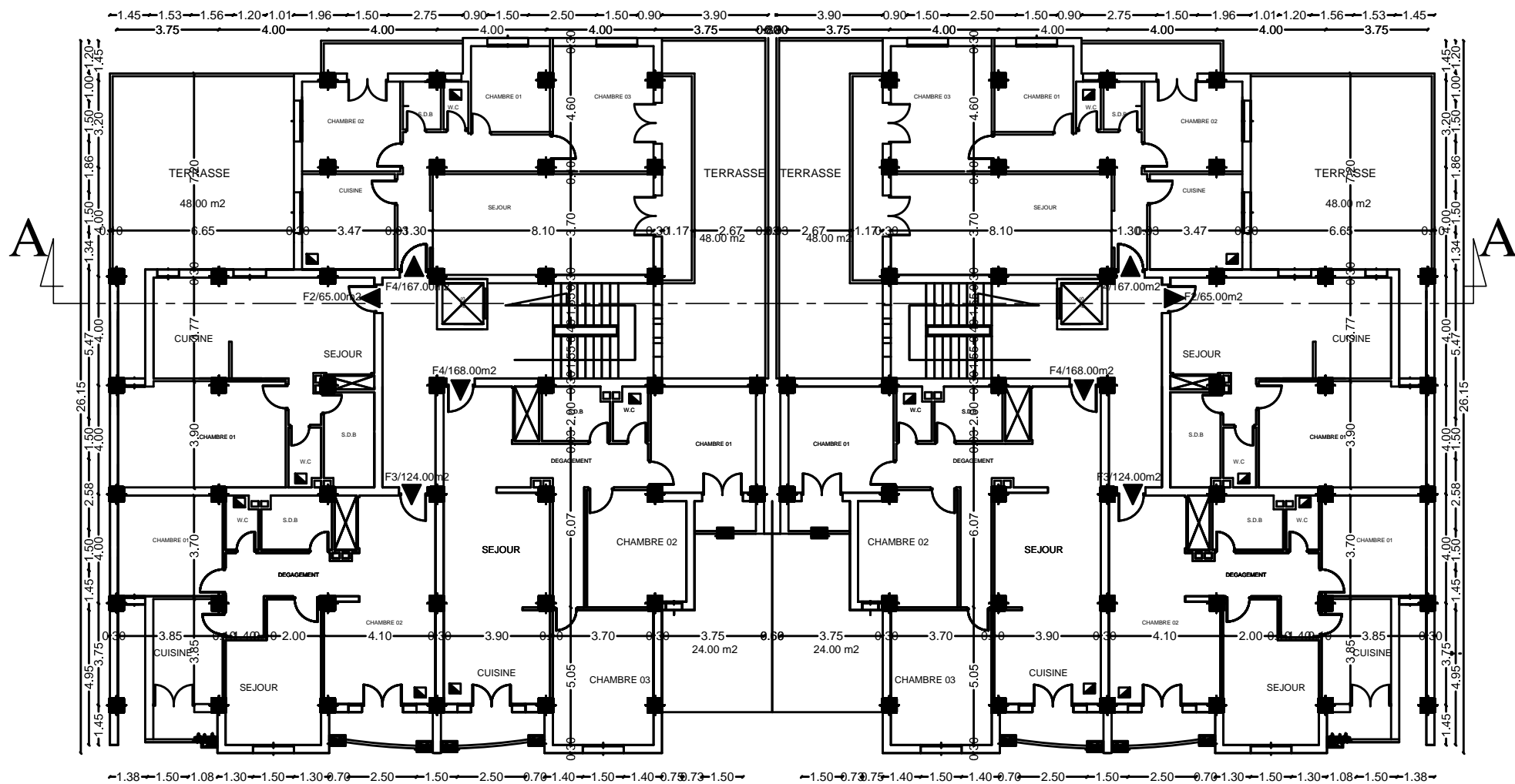
COUPE AA



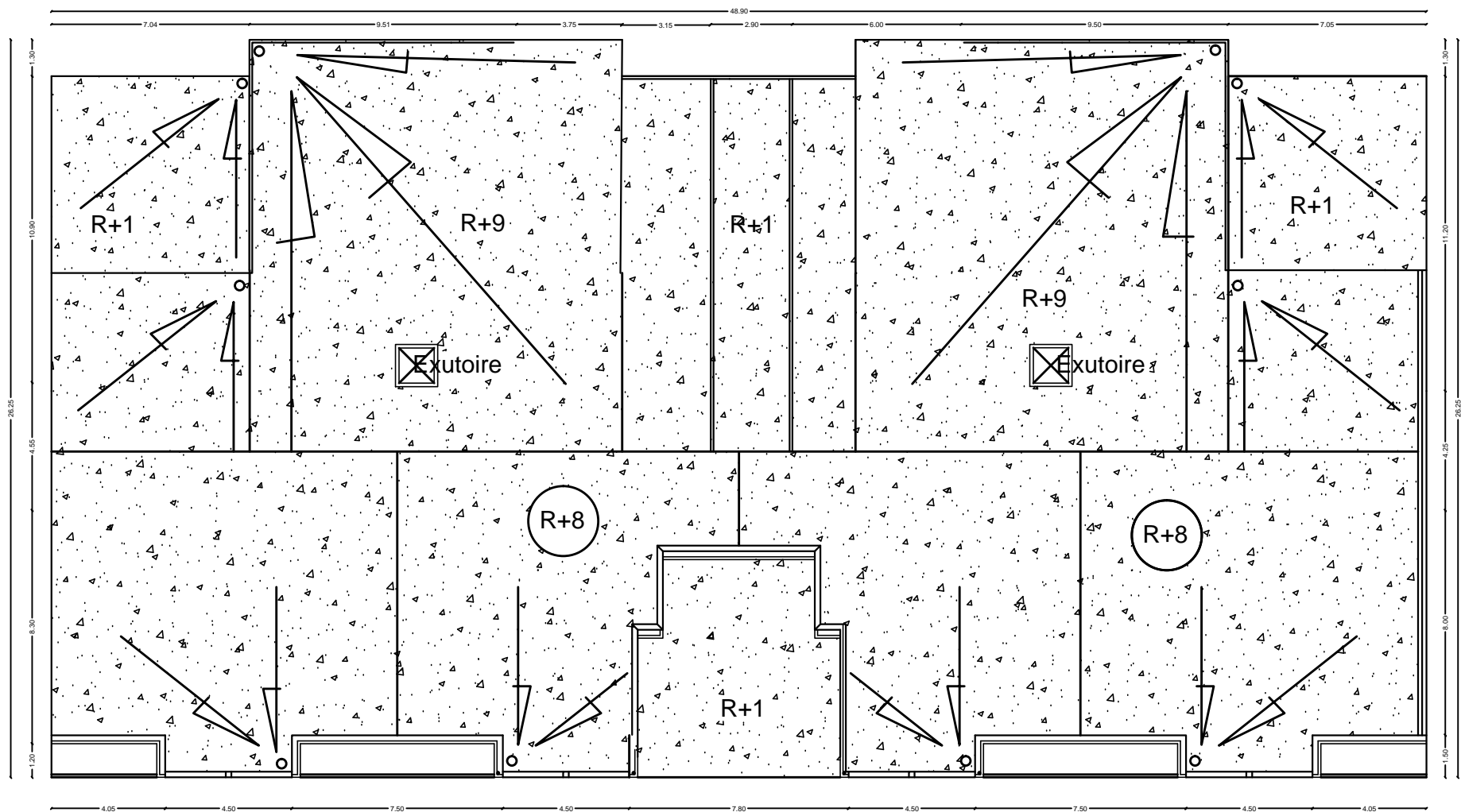
PLAN DE RDC



PLAN DE L'ETAGE DE SERVICE



PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

Introduction générale

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment à contreventement par voiles porteurs, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS

ETABS est le logiciel utilisé dans l'étude et le calcul de notre structure.

CHAPITRE I DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre travail consiste à étudier un projet d'un bâtiment relativement élancé (R+9) à usage multiples (commerce, bureaux et habitation).

Ce bâtiment sera implanté à TAMDA commune OUEGNOUN, willaya TIZI-OUZOU classé comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II_a) selon le règlement parasismique algérien (RPA99 révisé et modifier en 2003).

Notre bâtiment est un ouvrage d'importance moyenne (**Groupe d'usage 2**) et constitué de deux blocs identiques séparés par un joint traversant toute sa largeur.

Dans notre étude, on fera le calcul pour un seul bloc (bloc de gauche).

D'après l'étude Géotechnique faite par le laboratoire d'analyse des sols, le site est de catégorie S3 (**Site meuble**), et donne un rapport de sol donnant une contrainte de service égale à

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

I-2: Description de l'ouvrage :

I-2-1 : Caractéristiques géométriques :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur totale du bâtiment :.....	23, 50 m
- largeur totale du bâtiment :.....	22, 95 m
- hauteur totale du bâtiment avec acrotère :.....	32, 73 m
- hauteur du RDC :.....	04, 59 m
- hauteur d'étage de service (bureaux).....	03, 06 m
- hauteur d'étage courant :.....	03, 06 m

I-3 : Eléments de l'ouvrage:

I-3-1 : Ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto-stables constitués des poutres et des poteaux, et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux (efforts sismique) et une partie des efforts verticaux dus aux chargement permanents et aux surcharges d'exploitations.

I-3-2 : Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "**diaphragmes**" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement (portiques et voiles).

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) avec poutrelles préfabriquées et dalle de compression de 4 cm d'épaisseur coulée sur place

I-3-3 : Escalier :

Le bâtiment comprend quatre cages d'escalier de type droit. Chacun des deux blocs comprend une cage d'escalier allant de Rez-de chaussée jusqu'au dernier étage et les deux autres se trouve à l'étage de service allant du Rez-de chaussée jusqu'à l'étage de service.

I-3-4 : Les Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I-3-5 : les porte-à-faux :

Les porte-à-faux seront réalisés corps creux

I-3-6 : Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm**.

I-3-7 : Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :**

Seront en double cloisons en brique de 10 cm d'épaisseur.

- **Les murs de séparations intérieurs :**

Seront réalisés en cloison en brique creuse de 10 cm.

I-3-8 : Revêtement : Ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- En céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- En plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I-3.9 : Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux et poutres), et un coffrage métallique pour les voiles.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I-4 : Elément composant l'infrastructure (fondations) :

Le choix du type de fondations se fait en fonction de l'importance de l'ouvrage (charges et surcharges) et de la nature du sol.

I-5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-5-1 : Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau; il est caractérisé, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL91** et le **RPA99** modifié en **2003**.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m³ de béton, est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400 kg / m³
- Eau de gâchage : 150 à 200 litres

a) Résistance et caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{c28}**.

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

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] ; \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] ; \quad \text{pour } f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$

Pour le présent projet on adoptera : **f_{c28} = 25 MPa**

b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression. Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (BAEL 91)} \quad \Rightarrow \quad \text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

c) Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

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

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{MPa}, \\ \text{Pour } f_{cj} &= 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Module de déformation transversale :

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec} \quad \begin{cases} E : \text{ module de Young} \\ \nu : \text{ Coefficient de Poisson} \end{cases}$$

:

- **Coefficient de Poisson ν :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

$\nu = 0$ (ELU) : pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0,2$ (LES) : pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

e) Etats limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

f) Etats limites ultimes :

Correspond à la limite :

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)

- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)

- Soit, de la perte de résistance mécanique (ruptures) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

Chapitre I:

Présentation de l'ouvrage

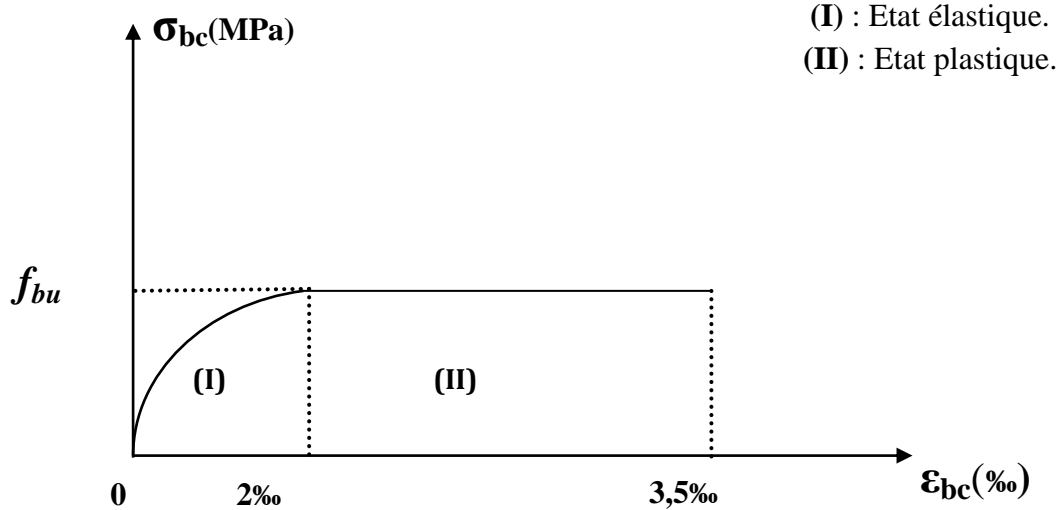


Figure I.3) Diagramme contrainte-déformation du béton

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ compression pure. Avec : (ε_{bc} raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

- $\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1,5$ Situation courante Avec : γ_b : coefficient de sécurité.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

0,85 devient 0,8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères

- à 28 jours, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa
- Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

- Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

Etats limites de services :

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

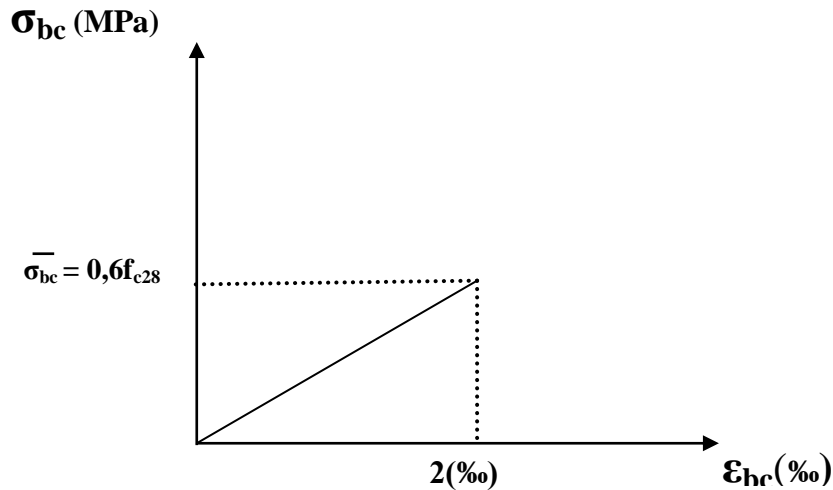


Fig I.4) : Diagramme de contrainte à l'ELS

F) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : BAEL91 modifié en 99 (ART 5-1)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- Cas de fissuration non préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \{0,20 f_{cj} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}\}$$

- Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\tau_u \leq \min \{0,15 f_{cj} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}\}$$

I-5-2 Acier :

a) Généralités :

Les armatures de béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des

limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.

- Treillis soudé de type TS520

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

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

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

c) Coefficient de Poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0,3$

d) Contraintes limites :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}]$$

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

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1,15$ situation durable
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
- **Exemple :**

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
Fe = 400 MPa	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
Fe = 500 MPa	$\sigma_{st} = 450 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite à l'ELS:**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

1) **fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2) **fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32)**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risqué d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \}$$

3) **fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 1/3 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Où η est un coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\begin{cases} \eta = 1,3 & \text{pour les armatures HA} < 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 & \text{pour les armatures HA} > 6\text{mm} \\ \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$$

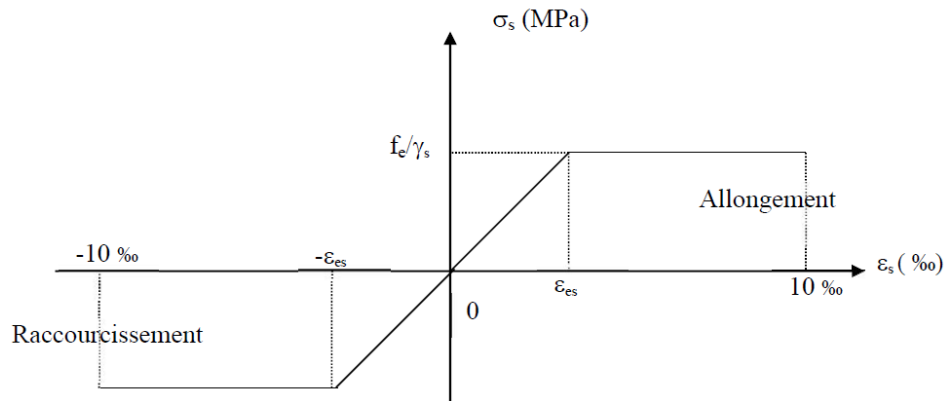


Diagramme contrainte déformation

II-5-3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage des armatures soit au moins égale à :

- $c \geq 5 \text{ cm} \Rightarrow$ les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3 \text{ cm} \Rightarrow$ les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $c > 1 \text{ cm} \Rightarrow$ les parois situées dans les locaux condensés.

Dans notre cas, on prend l'enrobage égale à $C = 2,5 \text{ cm}$.

- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

A ce niveau, on a défini tous les éléments constituant notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, en respectant les règles de **BAEL 91** et le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifié 2003**).

CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1.Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui le constituent, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les murs en maçonnerie, et enfin les voiles.

Et cela en utilisant des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA 99 version 2003**, ces lois découlent généralement des limitations, des déformations et des contraintes dans les matériaux.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1.Plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

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

$$h_{tp} \geq \frac{l}{22,5} \dots \dots \dots (\text{B.A.E.L91 version 99 art E4.8.5})$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,00 - 0,30 = 3,70 \text{ m}$.

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) \Rightarrow $h_{tp} = 20 \text{ cm}$

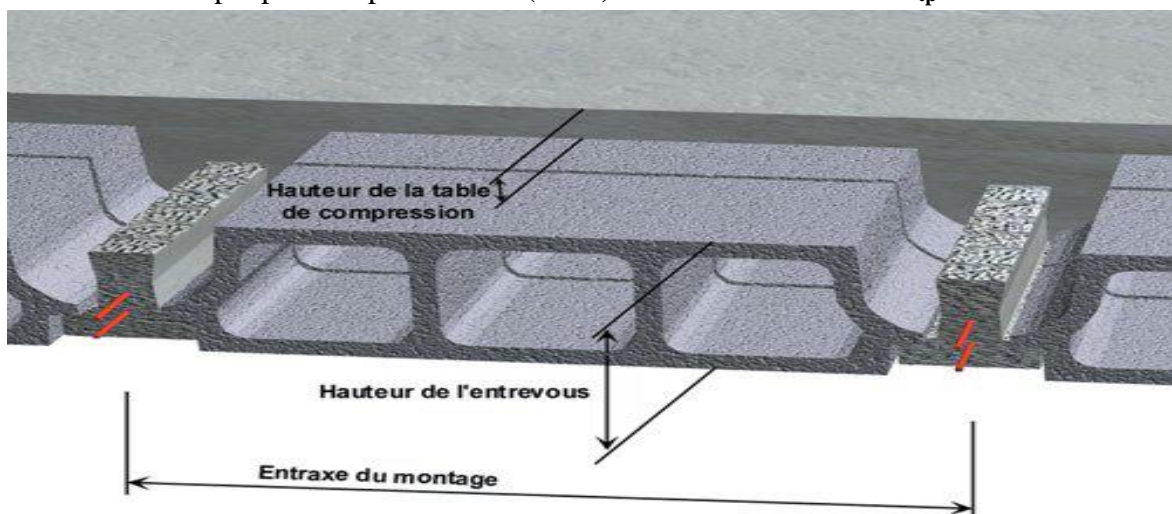


Figure II.1.Coupe d'un plancher à corps creux (Semi préfabriqué).

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Hauteur du corp creuxH = 16 cm
Hauteur de la dalle de compression.....H = 04 cm
Entraxe des poutrellesL = 65 cm

II.2.2.Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données dans les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a) Poutres principales :

- **La hauteur h_t :**

La hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec :

L : longueur libre de la poutre.

h_t : hauteur totale de la poutre.

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10}$$

$$24,67 \leq h_t \leq 37$$

On opte pour : $h_t = 40 \text{ [cm]}$

- **La largeur b :**

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour : $b = 30 \text{ cm}$

Poutre Principale = (30 x 40) cm

• Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5.1 du RPA99 version 2003)

- $b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots > 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{condition Vérifiée.}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

b) Poutres secondaires (P_s) :

• La hauteur h_t :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$
$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$24,67 \leq h \leq 37$$

On opte pour $h = 35 \text{ cm}$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour $b = 30 \text{ cm}$

Poutre secondaire = (30x35) cm

• Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5.1 du RPA99 version2003)

- | | | |
|----------------------------------|---------------|---------------------|
| • $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ | \Rightarrow | condition Vérifiée. |
| • $h_t = 35 \geq 30 \text{ cm}$ | \Rightarrow | condition Vérifiée. |
| • $h_t / b = 35/25 = 1,4 \leq 4$ | \Rightarrow | condition Vérifiée |

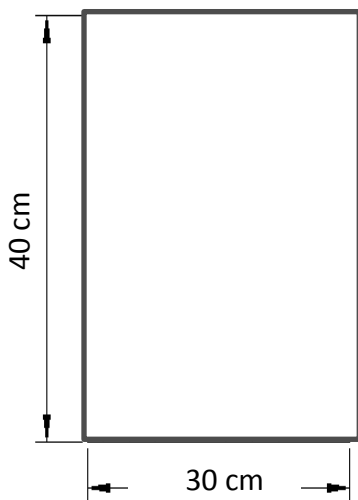


Figure II.2.a : Dimension de la poutre principale

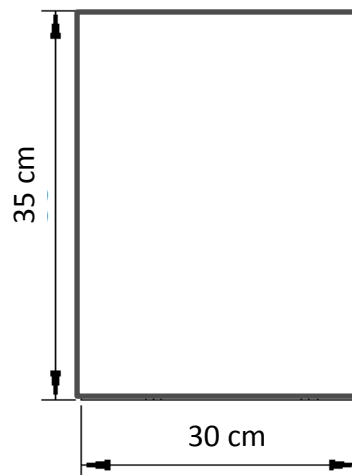


Figure II.2.b : Dimension de poutre secondaire

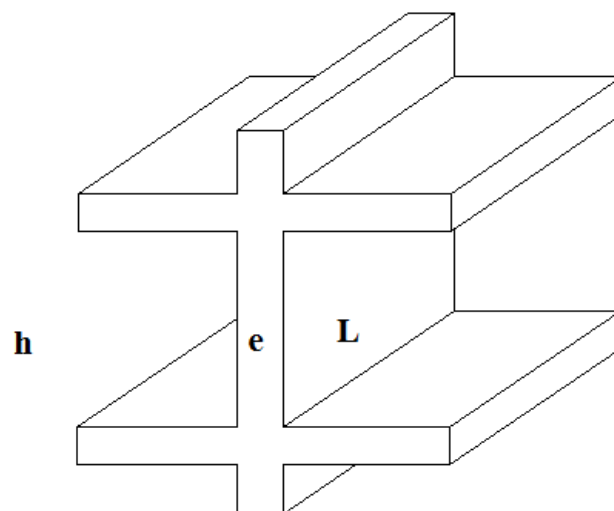
II.2.3 Pré dimensionnement des voiles (Art7.7.1 du RPA99 version2003) :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. D'après (RPA99 modifié en 2003), le pré-dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$L \geq 4e$$

Figure II.3 : Coupe d'un voile en élévation



L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15 cm.

On résume ces valeurs possibles dans la figure ci dessous :

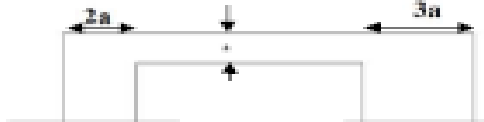


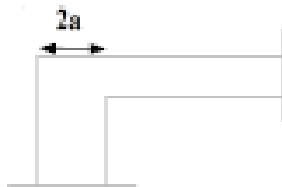
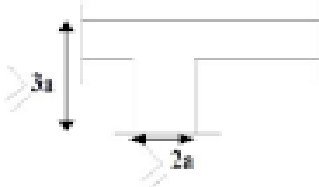

$a \geq \frac{h_e}{25}$		
		
$a \geq \frac{h_e}{22}$		
		
$a \geq \frac{h_e}{20}$		
		

Figure II.4 : Coupes de voiles en plan (RPA99 version2003)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

• Pour le RDC:

$$h = h_e - h_{tp} \Rightarrow h = 459 - 20$$

$$h_e = 439 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h}{20} \Rightarrow a \geq \frac{439}{20}$$

$$a \geq \frac{439}{20} = 21,95 \text{ cm}$$

$$a \geq 21,95 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } a = 25 \text{ cm}$$

• Pour l'étage courant:

$$h = h_e - h_{tp} \Rightarrow h = 306 - 20$$

$$h_e = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20}$$

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

$$a \geq 14,30 \text{ cm} \Rightarrow \text{on opte pour } a = 20 \text{ cm}$$

• Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (art 7.7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 \Rightarrow L \geq 100 \text{ cm condition vérifiée pour le RDC.}$$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm condition vérifiée pour tous les étages.}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

II.2.4. Les poteaux

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite du service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la décente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA99 modifier en 2003).

Le RPA nous impose en zone (II_a) la section suivante : $(b, h) \geq 25 \text{ cm}$

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$: contrainte admissible du béton à l'ELS

AN : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$

B : la section du poteau.

N_s : Effort normal de compression à l'ELS.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.2.4.1. Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau (C-3) est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

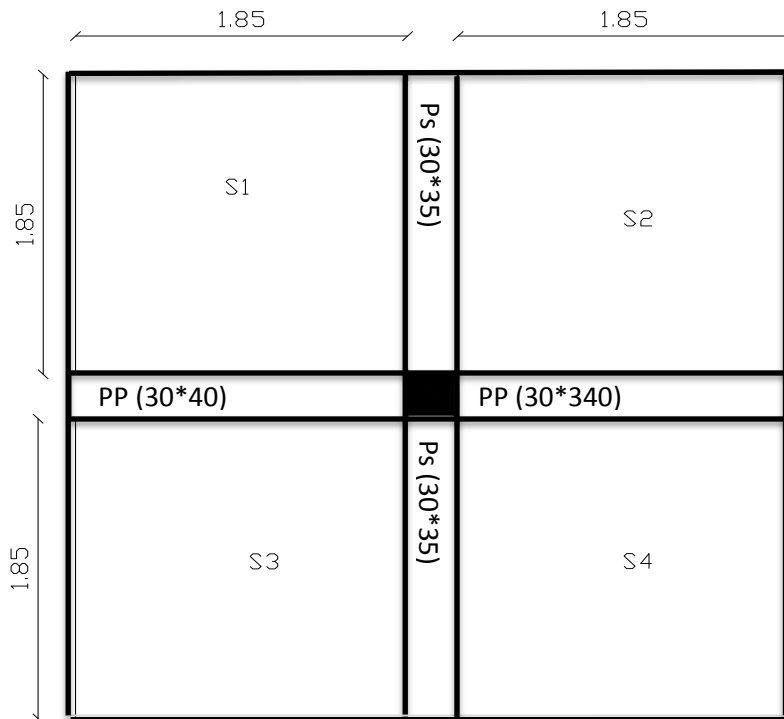


Figure II.5. position du poteau le plus sollicité

•La Surface d'influence:

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1,85 \times 1,85) + (1,85 \times 1,85) + (1,85 \times 1,85) + (1,85 \times 1,85)$$

$$S = 13,69 \text{ m}^2$$

II.2.4.2. Détermination des charges et surcharge : (DTR B.C 2.2) :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2)

a. Charge permanente:

a.1. plancher étage terrasse.

1. Couche de gravillon	0,85 KN/m ²
2. Etanchéité multicouche	0,12 KN/m ²
3. Formes de pentes en béton	1,54 KN/m ²
4. Feuille de polyane.....	0,01 KN/m ²
5. Isolation thermique	0,16 KN/m ²
6. Plancher en corps creux (e = 20 cm)	2,80 KN/m ²
7. Enduit de plâtre (e = 2cm)	0,20KN/m ²

TOTAL: G = 5,68kN/m²

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

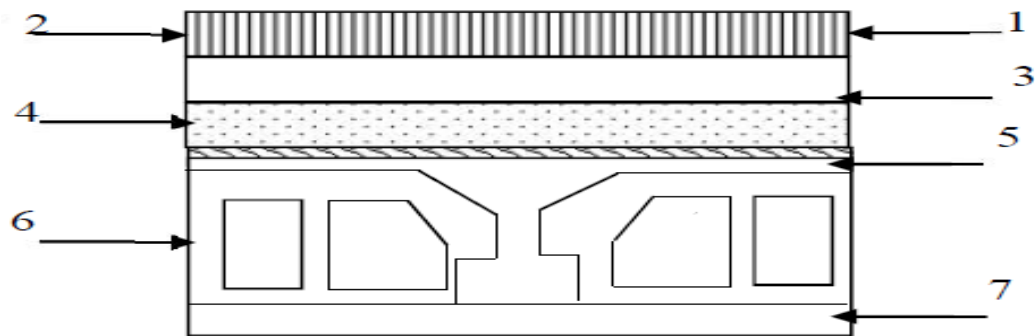


Figure II.6. schémas du plancher terrasse

a.2. Plancher d'étage courant:

1. cloisons brique (e = 10 cm)	1,00 KN/m ²
2. revêtement en carrelage (e = 2 cm)	0,44 KN/m ²
3. mortier de pose (e = 2 cm)	0,44 KN/m ²
4. couche de sable (e = 2 cm).....	0,36 KN/m ²
5. plancher en corps creux (e = 20 cm).....	2,80 KN/m ²
6. enduit de plâtre (e = 2 cm).....	0,20 KN/m ²
TOTAL:	G = 5, 24 KN/m²

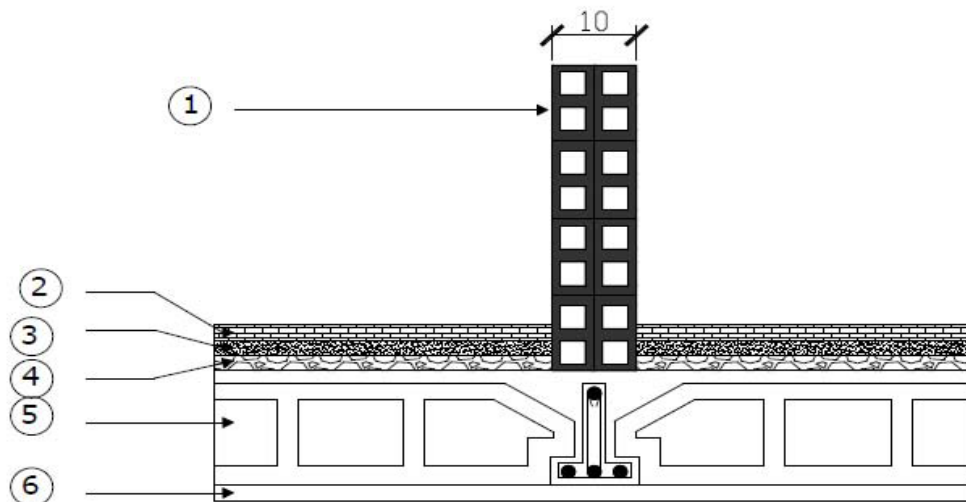


Figure II.7. schémas du plancher d'étage courant

a.3. Les balcons :

Dans notre cas, les balcons sont réalisés en dalle pleine

1- Revêtement en carrelage $e_p = 2$ cm.....	0,44 KN/m ²
2- Mortier de pose $e_p = 2$ cm.....	0,44 KN/m ²
3- Couche de sable $e_p = 2$ cm.....	0,54 KN/m ²
4- Plancher en dalle pleine $e_p = 15$ cm.....	3,75 KN/m ²
5- Enduit sous plafond $e_p = 2$ cm.....	0,20 KN/m ²
TOTAL:	G = 5, 37 KN/m²

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

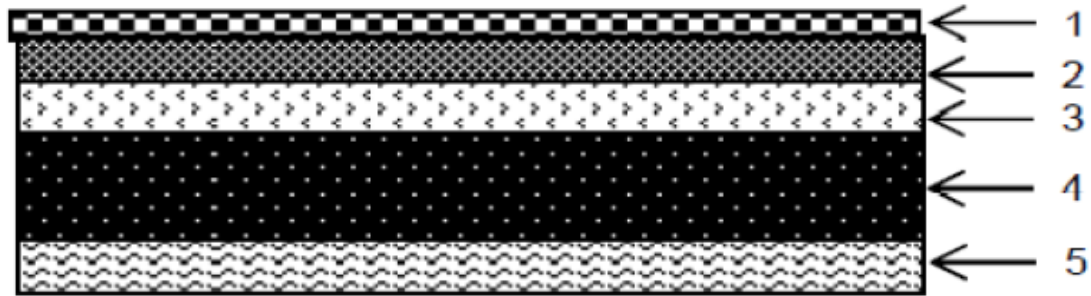


Figure II.8. schéma de la dalle pleine du balcon

a.3. Murs

• Murs extérieurs

1. Enduit de ciment (extérieure = 2 cm)	0,36 KN/m ²
2. Briques creuses (e = 10 cm).....	0,90 KN/m ²
3. Lambe de l'air (e = 5 cm)	0,00 KN/m ²
4. Briques creuses (e = 10 cm)	0,90 KN/m ²
5. Enduit de plâtre (intérieur (e = 2 cm)	0,20 KN/m ²
TOTAL :	G = 2,36 KN/m²

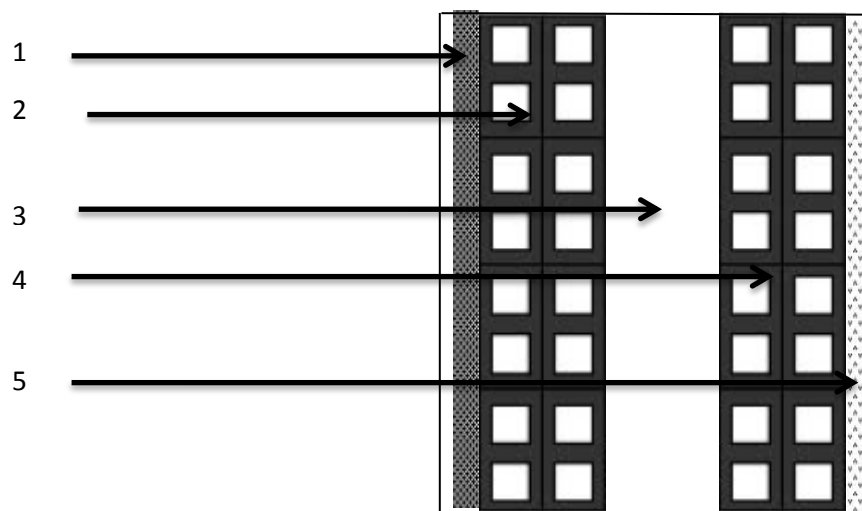


Figure II.9. Coupe verticale d'un mur extérieur

a.4. Poids des poutres :

• Poutres principales :

Poids = $(0,30 \times 0,40) \times 3,70 \times 25 = 11,10 \text{ KN}$

• Poutre secondaires :

Poids = $(0,30 \times 0,35) \times 3,70 \times 25 = 9,71 \text{ KN}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

b. Charges d'exploitations :

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

- Plancher terrasse inaccessible $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher du RDC : étage de service..... $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

II.2.4.3.Descente de charge :

La détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité se fera en premier lieu en négligeant complètement le poids des poteaux. Après détermination des sections minimales des poteaux on refait le même calcul en introduisant leurs poids.

- La surface d'influence $SQ = 13,69 \text{ m}^2$
 - Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times (1,85 \times 1,85 \times 4) = 13,69 \text{ KN}$
 - Plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 13,69 = 20,54 \text{ KN}$
 - Plancher d'étage du RDC $Q_{10} = 2,5 \times 13,69 = 34,225 \text{ KN}$

• Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

- Pour $n \geq 5 \Rightarrow Q_n = Q_0 + [(3 + n)/2n] \sum_{i=1}^n Q_0$

• Coefficients de dégression des surcharges

niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

$$Q_0 = Q_0$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

.

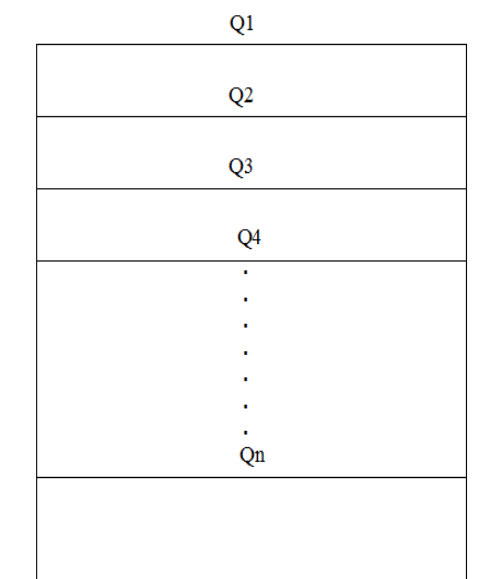
.

.

.

.

$$Q_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_0 \rightarrow \text{Pour } n \geq 5$$



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$10^{\text{ème}} = Q_0$$

$$09^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1$$

$$08^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$07^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$06^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$05^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$04^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$03^{\text{ème}} = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$02^{\text{ème}} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$01^{\text{ér}} = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$10^{\text{ème}} = 13,69 \text{ KN}$$

$$09^{\text{ème}} = 13,69 + 20,535 = 34,225 \text{ KN}$$

$$08^{\text{ème}} = 13,69 + 0,95 (2 \times 20,535) = 52,71 \text{ KN}$$

$$07^{\text{ème}} = 13,69 + 0,90 (3 \times 20,535) = 69,13 \text{ KN}$$

$$06^{\text{ème}} = 13,69 + 0,85 (4 \times 20,535) = 83,51 \text{ KN}$$

$$05^{\text{ème}} = 13,69 + 0,80 (5 \times 20,535) = 95,83 \text{ KN}$$

$$04^{\text{ème}} = 13,69 + 0,75 (6 \times 20,535) = 106,10 \text{ KN}$$

$$03^{\text{ème}} = 13,69 + 0,714 (7 \times 20,535) = 116,32 \text{ KN}$$

$$02^{\text{ème}} = 13,69 + 0,687 (8 \times 20,535) = 126,55 \text{ KN}$$

$$01^{\text{ér}} = 13,69 + 0,666 (8 \times 20,535 + 34,225) = 145,90 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Les sections obtenues sans considération du poids des poteaux sont comme suites : (Voir tableau ci-dessous)

Niveaux	Charges permanentes G [KN]					Charges d'exploitation Q [KN]		$N_s = G_c + Q_c$	Section trouvée [cm ²]	Section adoptée [cm ²]
	G Plancher	G poutre	G poteau	G totale	G cumulée	Q	Q cumulée			
09	77,76	20,81	0,00	98,570	98,570	13,69	13,69	112,26	74,84	30x30
08	71,73	20,81	6 ,885	99,425	197,995	20,535	34,225	232,22	154,82	30x30
07	71,73	20,81	6 ,885	99,425	297,420	20,535	52,71	350,13	233,42	30x30
06	71,73	20,81	6 ,885	99,425	396,845	20,535	69,13	459,975	306,64	35x35
05	71,73	20,81	6 ,885	99,425	496,270	20,535	83,51	579,78	386,52	35x35
04	71,73	20,81	6 ,885	99,425	595,700	20,535	95,83	691,53	461,02	35x35
03	71,73	20,81	6 ,885	99,425	695,12	20,535	106,10	801,22	534,14	40x40
02	71,73	20,81	6 ,885	99,425	794,656	20,535	116,32	901,976	601,32	40x40
01	71,73	20,81	6 ,885	99,425	893,97	20,535	126,32	1020,29	680,20	40x40
RDC	71,73	20,81	10,32	102,86	996,830	34,255	145,90	1142,73	761,82	45x45

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Après considération du poids des poteaux on a obtenu les résultats suivants:

- RDC : (45x45) [cm²]
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage: (40 x 40) [cm²]
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (35 x 35) [cm²]
- 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (30 x 30) [cm²]

• Vérification au flambement

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : longueur du flambement ($L_f = 0,7 L_0$)

L_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration: $I = (I/B)^{1/2}$;.

B : section transversal du Poteau ($B = b * h$)

I : moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

Ce qui donne $\lambda = 2,42 h_e / h$.

Pour le RDC

$$\lambda = \frac{0,7 \times 439 \sqrt{12}}{45} \leq 50$$

$$\lambda = 23,65 < 50$$

\Rightarrow

Condition vérifiée.

Pour l'étage de service et courant 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème}

$$\lambda = \frac{0,7 \times 286 \sqrt{12}}{40} \leq 50$$

$$\lambda = 17,34 < 50$$

\Rightarrow

Condition vérifiée.

Pour l'étage courant 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème}

$$\lambda = \frac{0,7 \times 286 \sqrt{12}}{35} \leq 50$$

$$\lambda = 19,81 < 50$$

\Rightarrow

Condition vérifiée.

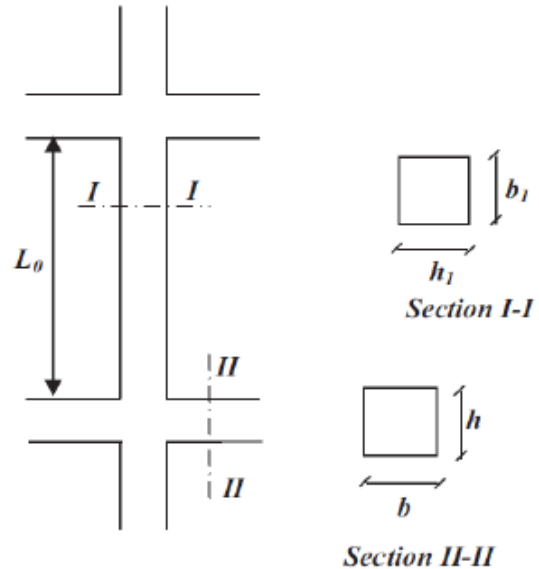
Pour l'étage courant 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème}

$$\lambda = \frac{286 \times 0,7 \sqrt{12}}{30} \leq 50$$

$$\lambda = 23,11 < 50$$

\Rightarrow

Condition vérifiée.



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Conclusion :

Après avoir fait les calculs, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- ✓ **hauteur du plancher**
- ✓ $h_{tp} = 20$ cm soit un plancher de $(16 + 4)$ cm
- section des poutres principales (30×40) cm²
- section des poutres secondaires (30×35) cm²
- ✓ **Section des poteaux :**
- RDC (45×45) cm²
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage (40×40) cm²
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (35×35) cm²
- 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (30×30) cm²
- ✓ Épaisseur de la dalle plein $e = 15$ cm.
- ✓ **Épaisseur des voiles :**
- RDC $e = 25$ cm.
- Etage courant $e = 20$ cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

Chapitre III :

Calcul des éléments

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux, le cas des planchers.

III. Calcul des éléments non structuraux :

III-1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à l'effort « G » dû à son poids propre et à un effort horizontal « Q » due 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 longueur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

III -1-1) Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

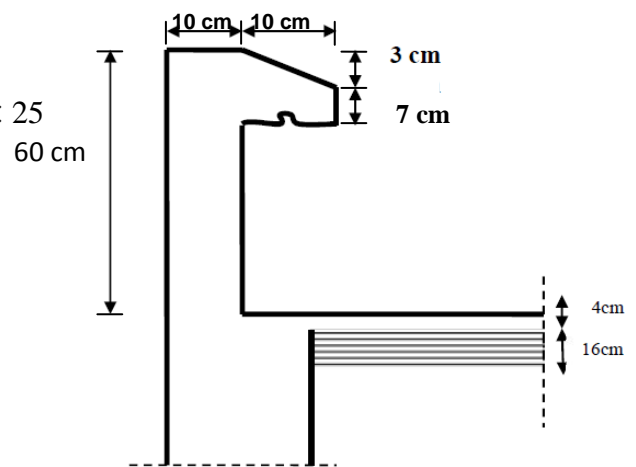
$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$$

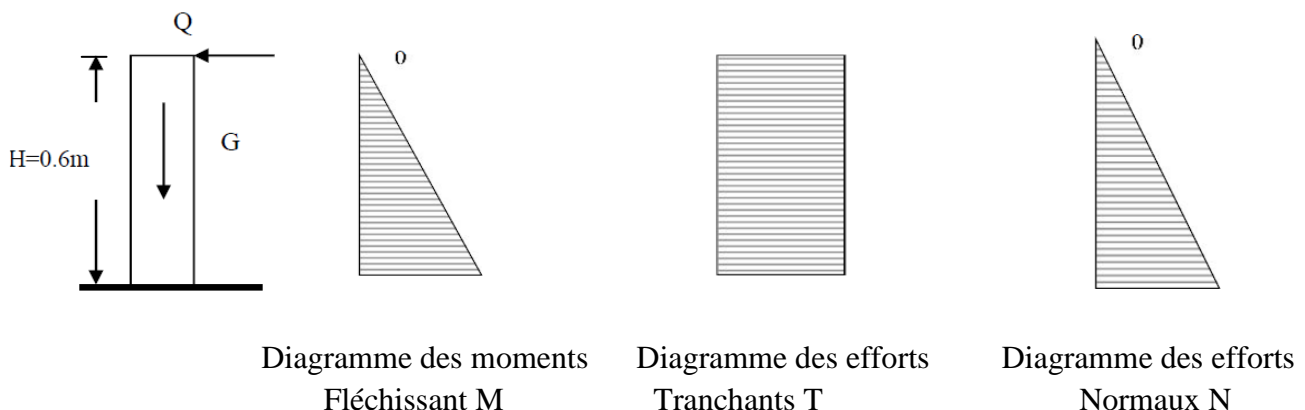
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$.
- Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_q = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$$



Coupe verticale de l'acrotère

III-1-2) Diagramme des efforts : Schéma statique de calcul de l'acrotère.



III-1-3) Combinaisons de Charge :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN (dû à G)}.$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m (dû à Q)}.$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN.}$$

- ELS : G + Q

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN.}$$

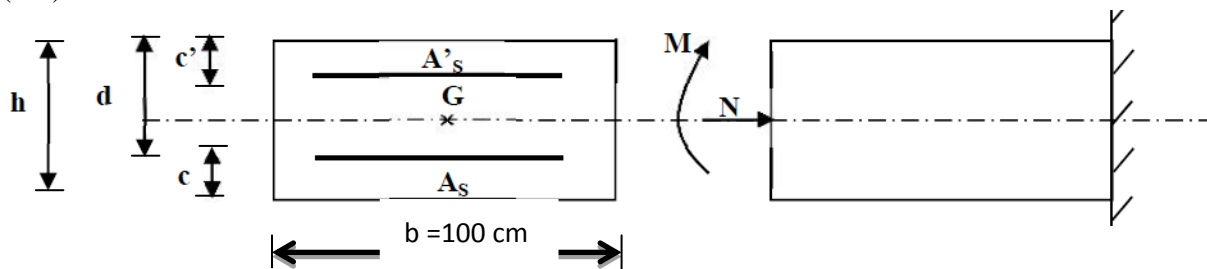
$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m.}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III-1-4) : Ferrailage de l'acrotère :

- 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) .



Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

$e_u = 39 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ 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 : M_u : moment du à la compression ; N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C : l'enrobage.

- Calcul en flexion simple :

- Moment fictif M_f :

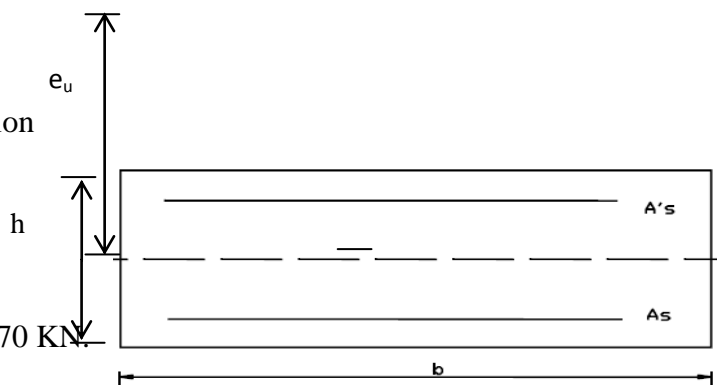
$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section des armatures tendus.

$$M_f = 2,312 \times \left[0,39 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) \right] = 0,970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,970 \text{ KN.m}$$



Chapitre III : Calcul des éléments

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{0,970 \times 10^3}{100 \times 7,5 \times 14,2} = 0,0121$$

$\mu_b = 0,0121 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0,0121 \Rightarrow \beta = 0,994$$

- **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \beta = 0,994$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{970}{0,994 \times 7,5 \times 348} = 0,375 \text{ cm}^2$$

- **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,375 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,308 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,308 \text{ cm}^2.$$

III-1-5) Vérifications:

- **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendu est 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 : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right].$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,3504 \text{ m} = 35,04 \text{ cm}.$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times (25) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7,5 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,04 - (0,455 \times 7,5)}{35,04 - (0,185 \times 7,5)} \right] = 0,851 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,851 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0,851 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est 4HA 8 / ml = 2,01 cm² avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}^2$.

Chapitre III :

Calcul des éléments

- **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 :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \quad \text{avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \quad [MPa]$$

$$\text{Et} \begin{cases} \gamma_b = 1,5 : \text{situation courante.} \\ v_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa} \quad ; \quad \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **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 :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ pour les aciers HA.

$$\text{Et } \tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} ; \sum u_i : \text{somme des périmètres des barres}$$

$$\sum u_i = 4 \times \pi \times 0,8 = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 75 \times 10,05} = 0,207 \text{ MPa}$$

On a $\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ donc, il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) : $L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$

- **Vérification des espacements des barres :** (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

$H = 10 \text{ cm.}$ C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de 25 cm ; donc la condition est vérifiée.

Chapitre III :

Calcul des éléments

Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Les aciers : } \begin{cases} HA: \emptyset \geq 6mm \\ feE400 \end{cases} \rightarrow \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} \Rightarrow \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{avec } A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de β_1

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7,5} = 0,268$$

$$\rho = 0,268 \rightarrow \beta_1 = 0,917 \rightarrow k = 0,022 \rightarrow k_1 = \frac{1}{k} = \frac{1}{0,022} \Rightarrow k_1 = 45,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{600}{0,917 \times 7,5 \times 2,01} = 43,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ avec : $\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 43,40 = 0,96 \text{ MPa} ; \text{ et } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• 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

$$\begin{cases} \text{Zone II}_a \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient 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 :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

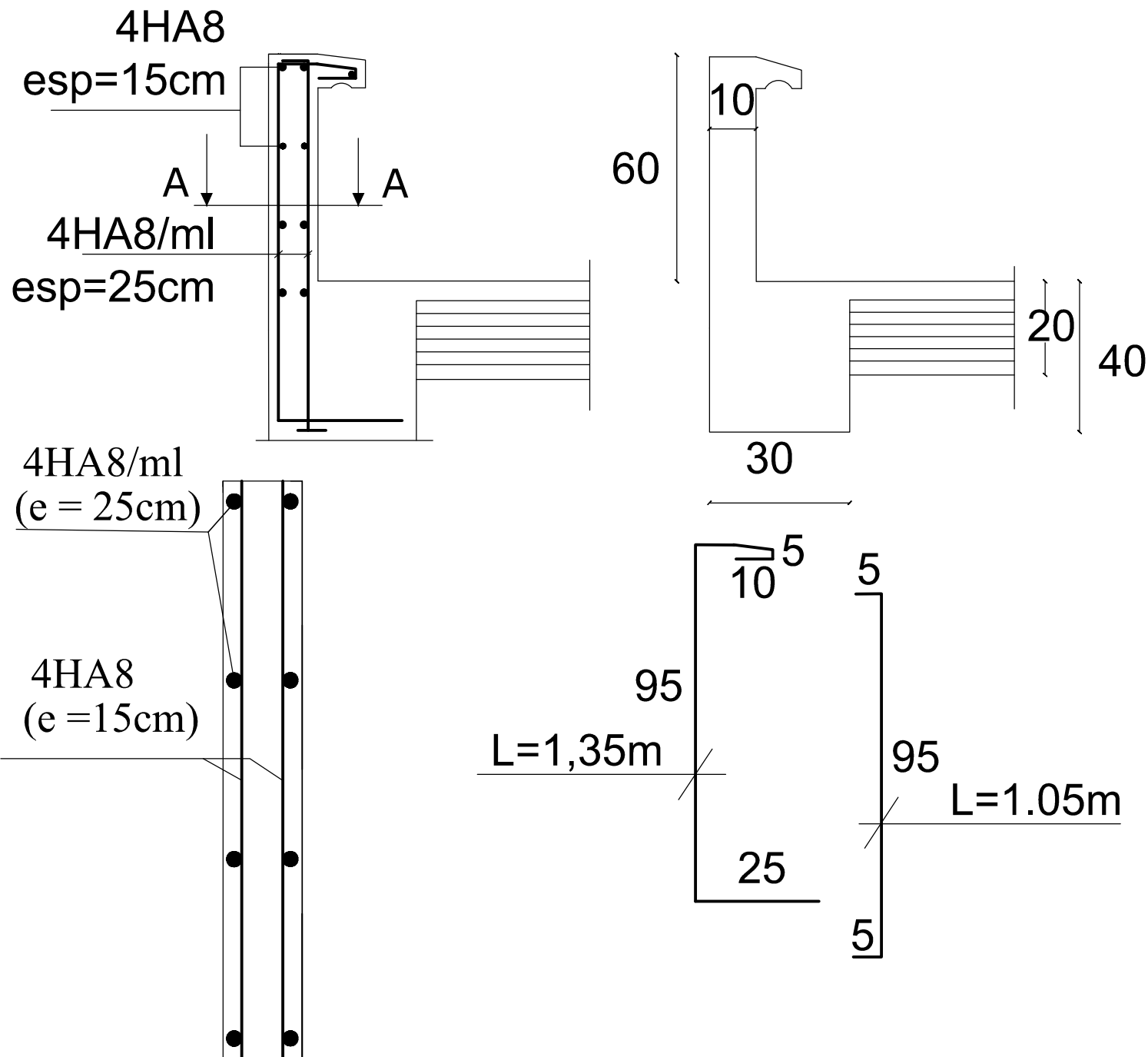
Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force **F_p** .

Chapitre III : Calcul des éléments

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :** $4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm.
- **Armatures de répartition :** $4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferrailage de l'acrotère

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

III-2) calcul des balcons :

Les planchers d'étage courant de notre structure comportent un seul type de balcon (balcon sur trois appuis) encastrés des trois côtés et sont réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de : $e_p = 15 \text{ cm}$. (voir chapitre II).

• **Calcul des efforts:**

Le calcul des efforts se fera par l'application de la méthode exposée au BAEL (Annexe E3).

• **Principe de la méthode:**

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur ; Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

Nous définissons $\alpha = L_x / L_y$ avec $L_x < L_y$

• Si $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ on dit que c'est un panneau travaillant dans un seul sens (L_x) , au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur:

$$M_{0x} = q \times (L_x)^2 / 8 ; M_{0y} = 0.$$

• Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

- sens $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x \times q \times (L_x)^2$

- sens $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$.

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de

α et de coefficient de poisson ν .

Vérification: $M_{0y} / M_{0x} \geq 0,25$

Remarque:

• **Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:**

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x} ; M_{0y})$.

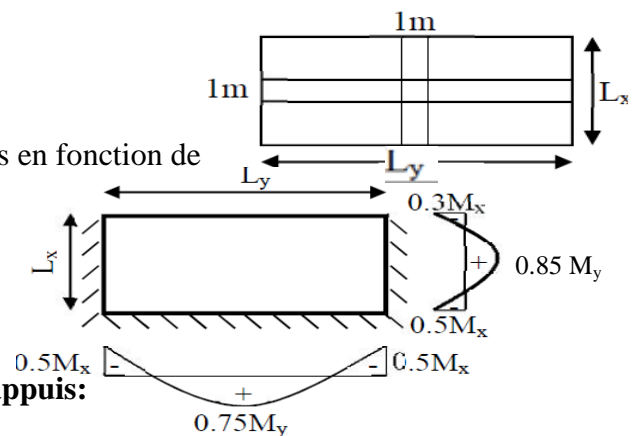
-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

• **Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:**

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75 \text{ ou } 0,85 (M_{0x} ; M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.



- **Application pour sur le balcon reposant sur 03 appuis :**

Calcul de panneau à l'ELU:

$$\begin{cases} L_x = 1,20\text{m} \\ L_y = 3,70\text{m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,20/3,70 = 0,32 \Rightarrow \alpha = 0,32 < 0,4$$

$$\begin{cases} L_x = 1,20\text{m} \\ L_y = 3,50\text{m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,20/3,50 = 0,34 \Rightarrow \alpha = 0,34 < 0,4$$

$$\begin{cases} L_x = 1,20\text{m} \\ L_y = 5,10\text{m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,20/5,10 = 0,23 \Rightarrow \alpha = 0,23 < 0,4$$

\Rightarrow Le panneau travaille dans un seul sens.

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisé en dalle pleine.

III-2.1) Charge et surcharge du balcon

- **Les charges permanentes :**
- **G = 5,37 KN/m². (voir chapitre II)**

Charge concentrée (poids de garde-corps)

$$G_2 = \begin{cases} \text{Poids de la brique : } 0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Poids de l'enduit ciment : } 0,36 \times 2 = 0,72 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$G_2 = (0,1 \times 0,9) + (0,36 \times 2) \times 1 \text{ ml} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

- **Charge concentrée Q1 :**

Charge due à la main courante $q_1 = 1,00 \text{ KN}$

- **Surcharge d'exploitation :**
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ (uniformément répartie).

III-2.2) Calcul à l'ELU :

Combinaisons de charge : 1,35 G + 1,5 Q

$$\text{Pour la dalle : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = 1,35 \times 5,37 + 1,5 \times 3,5 = 12,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Garde-corps } g_u = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Main courante } q_{u2} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

- **Le Moment total aura comme valeur:**

L'ELU :

- Moment dû à la charge ; $M_{0u} = (q_u \times l^2)/2 = 12,5 \times (1,5)^2/2 = 14,0625 \text{ KN.m}$
- Moment dû au poids du garde-corps ; $M_{1u} = q_{u1} \times l = 2,187 \times 1,5 = 3,281 \text{ KN.m}$
- Moment dû à la main courante ; $M_{2u} = q_{u2} \times l = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.m}$
 \Rightarrow Moment totale : $M_{tu} = M_{0u} + M_{1u} + M_{2u} = 18,84 \text{ KN.m}$

Chapitre III :

Calcul des éléments

III-2.3) Ferrailage à L'ELU :

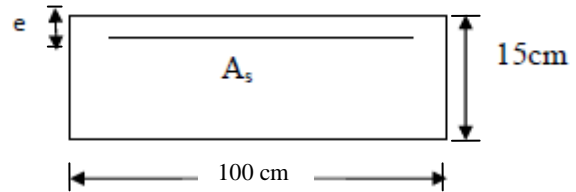
Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau d'encastrement, le ferrailage sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion composée.

Avec :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$C = 3 \text{ cm.}, \quad d = 12 \text{ cm.}$$



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,84 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,84 \times 10^3}{0,952 \times 12 \times 348} = 4,294 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4,85$ dans le tableau des armatures on prend 5HA12 = $5,65 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $s_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$ donc $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 $\rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec Espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

Les vérifications:

a) L'ELU:

• Condition de non-fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2 < A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + q_{ul} = 12,5 \times 1,5 + 2,187 = 20,91 \text{ KN.}$$

- **Fissuration non préjudiciable :**

Il faut vérifier cette relation :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15 f_{c28}; 4MPa\}$

$$\tau_u = \frac{20,91 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,174 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau}_u = \min\left\{\begin{matrix} 0,15 \times 25 \\ 4MPa \end{matrix}\right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1,5 \rightarrow$ pour les aciers Haute Adhérence HA

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ cm}$$

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20,91 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 0,856 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,856 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

La longueur de scellement :

Est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}, \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times f_{t28}; \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm.} \Rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm} > 30 \text{ cm (La largeur de la poutre secondaire)}$$

dans laquelle elle sera ancrée.

Donc on optera pour des armatures avec crochets, soit des crochets de longueur :

$$La = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm (Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99)}$$

Espacement des barres :

- Pour les armatures principales :
- $S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

- Pour les armatures de répartitions :
- $S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

➤ L'ELS :

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta = 1,6$

on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Vérification des contraintes dans les aciers :**b) Combinaisons de charge : G + Q**

c) Pour la dalle : $q_s = G + Q = 5,37 + 3,5 = 8,87 \text{ KN/m}^2$.

d) Garde-corps $g_s = 1 \times 1,62 = 1,62 \text{ KN/m}^2$.

e) Main courante $c_s = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/m}^2$

$$f) \quad M_s = \left(\frac{q_s \times L^2}{2} + g_s \times L + c_s \times h \right) = \left(\frac{8,87 \times 1,5^2}{2} + 1,62 \times 1,5 + 1 \right) = 13,41 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 12} = 0,7 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ K_1 = 29,41 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{13,41 \times 10^6}{0,888 \times 120 \times 678} = 185,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 185,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185,62}{29,41} = 6,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20,91 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0,174 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne } \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

L'espacement :

- **Pour les armatures principales :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la flèche :

On Doit vérifier que :

$$F < \bar{F} \quad \text{Avec : } F = F_1 + F_2 \quad \text{Avec : La flèche admissible : } \bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,60 \text{ cm}$$

Soit $M_1 = \frac{-q \times l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u \times l$: le moment dû à la charge concentrée.

Chapitre III :

Calcul des éléments

En utilisant la méthode de **VERECHAGUINE** on obtient :

$$F_1 = \frac{q \times l^4}{8 \times E \times I}$$

F_1 : flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.

$$F_2 = \frac{g \times l^3}{3 \times E \times I}$$

F_2 : flèche due à la charge concentrée du au garde-corps.

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 ; I : \text{moment d'inertie du balcon.}$$

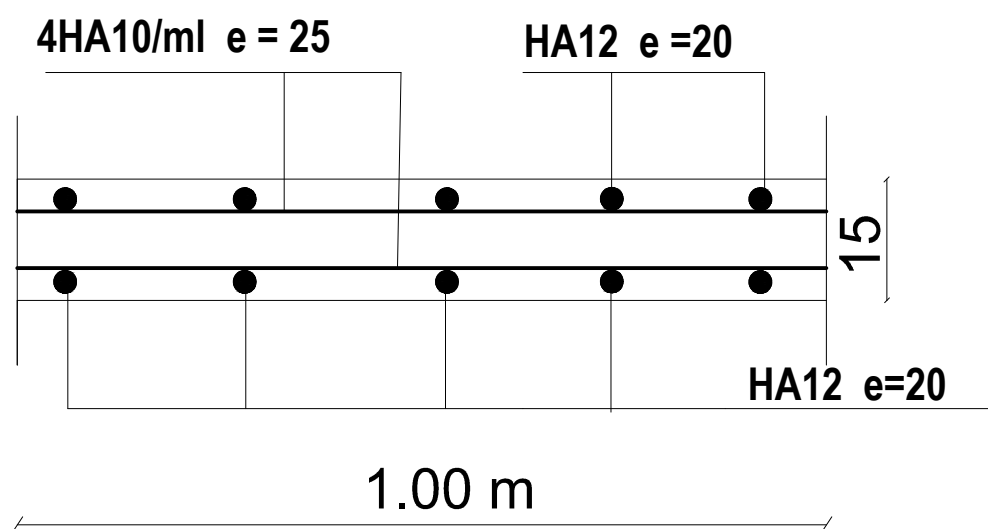
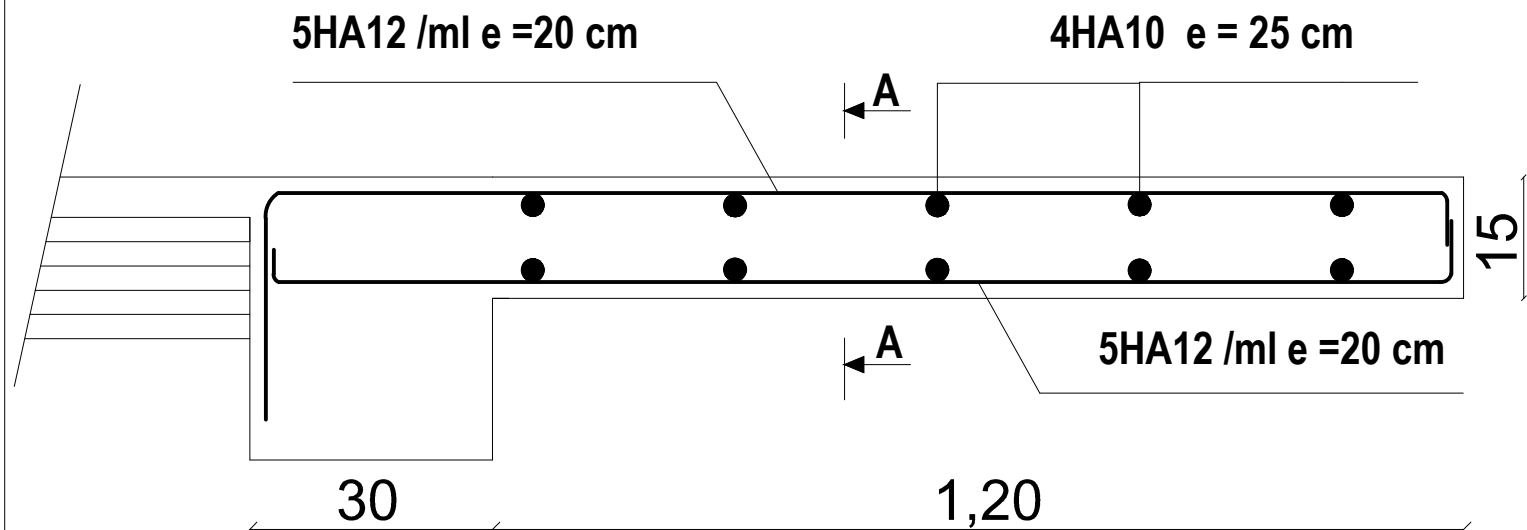
$$E = 1081,887 \text{ KN/cm}^2 :$$

E : module de déformation différée du béton.

$$F_1 = \frac{8,87 \times 10^{-2} \times (150)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,018 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{1,62 \times 10^{-2} \times (150)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,009 \text{ cm}$$

$$F_n = 0,018 + 0,009 = 0,027 \text{ cm} ; \text{ D'où : } F = 0,027 \text{ cm} < \bar{F} = 0,6 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



COUPE A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferrailage des balcons

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

III-3) Calcul des planchers :

III-3-1) Plancher en corps creux : (étage courant)

La structure comporte un plancher en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

III-3-2) Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section $h = 16 + 4 = 20$ cm

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4$ cm

L'enrobage..... $c = 2$ cm

La hauteur utile..... $d = 18$ cm

b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

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

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 40 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression

$$b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

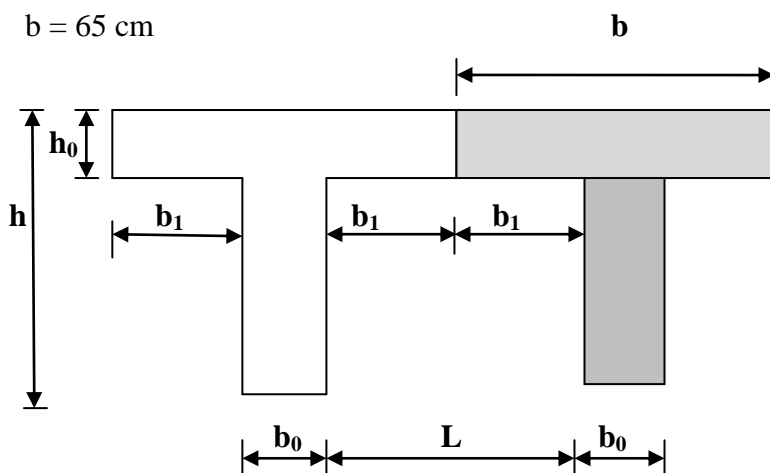


Figure III-3-1) : schéma d'une section en T.

III-3-3) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

III-3-3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles

$$(50 \text{ cm} < L = 65 < 80 \text{ cm}).$$

Soit : $A_{\perp} = 6T6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-4-3.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 6 \emptyset 6 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$

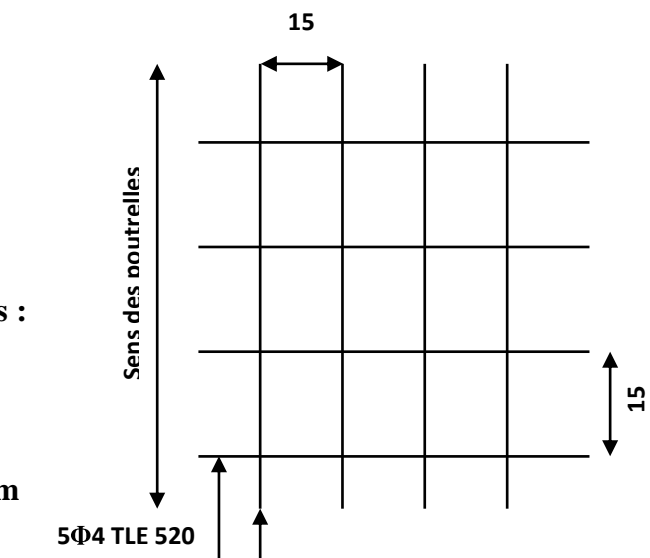


Fig III-4-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé

III-3-4) calcul de la poutrelle :

III-3-4.1) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle $q = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux $= 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G = 0,74 \text{ KN/ml}}}$$

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

Chapitre III :

calcul des éléments

a) La combinaison des charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$= 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

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

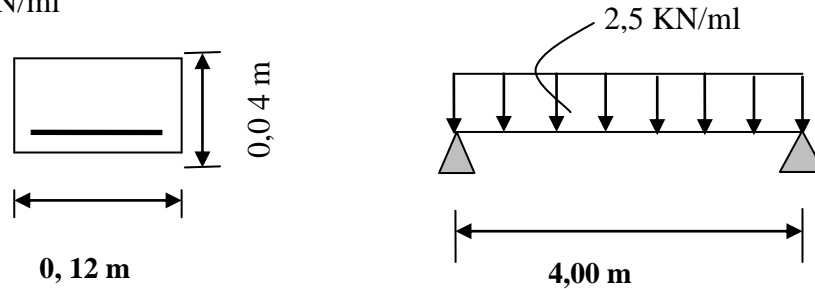


Figure III-3-3): schéma statique de la poutrelle

b) Calcul des efforts internes max :

Le moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \left(\frac{2,5 \times (4,00)^2}{8} \right) = 5,00 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \left(\frac{2,5 \times (4,00)}{2} \right) = 5,00 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de la poutrelle :

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ avec $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$\mu = \left(\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \right) = \frac{(5,00 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 7,33 > \mu_1 = 0,392 \quad (\text{S.D.A})$$

La section est doublement armée (S.D.A).

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190 cm).

III-3-4.2) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Poids du plancher : $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$

(G Charge permanente de plancher terrasse)

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

(Q charge d'exploitation de Plancher à usage habitation).

a) Combinaison de charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,406 + 1,5 \times 0,975 = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,07 \text{ KN/ml}$$

à L'E.L.S:

$$Q_s = G + Q = 3,406 + 0,975 = 4,38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 4,38 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode de calcul :**b-1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- $Q_B \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a: $Q_B = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5,24 ; 5) = 10,98 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants). $I_i = I_{i+1} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. (**condition vérifiée**).

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

On a $\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{375}{400} = 0,93 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{400}{400} = 1,00 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{400}{320} = 1,25 = 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{320}{400} = 0,8 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Chapitre III :

calcul des éléments

b-2) Conclusion :

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

c) Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement 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.

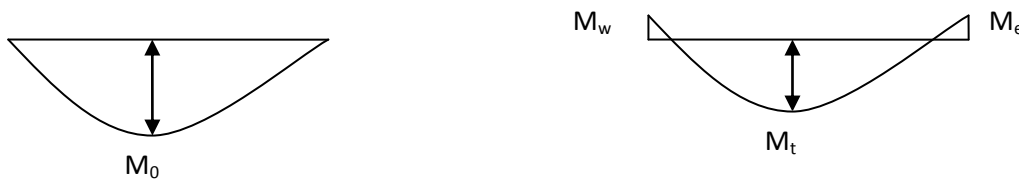


Figure III-4-4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

d) Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \mapsto \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \mapsto \alpha = 2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{Avec } L : \text{longueur de la travée entre nus d'appuis}$$

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) \\ \text{et} \left\{ \begin{array}{ll} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments

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

- $0,6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

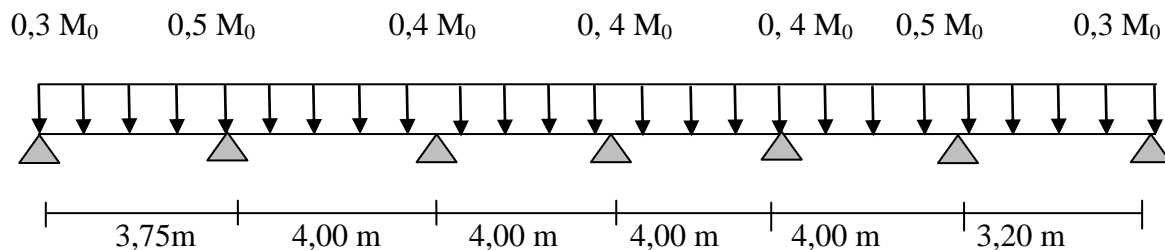


Figure III-3-5): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

➤ Calcul des coefficients :

$$\alpha = Q / (Q + G) = 0,975 / (0,975 + 3,406) = 0,222 \text{ tel que } 0 < \alpha = 0,222 < 2/3 = 0,666$$

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

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0]$$

$$\text{Travée intermédiaire: } M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,222}{2} M_0 = 0,53 M_0$$

Travée de rive :

$$M_t \geq b \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,222}{2} M_0 = 0,63 M_0$$

$$\text{On a: } 1 + 0,3\alpha = 1 + (0,3 \times 0,222) = 1,0666$$

Chapitre III : calcul des éléments

➤ Calcul des moments en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,3 M_0 + 0,5 M_0}{2} \right) \geq \max (1,0666 M_0 ; 1,05 M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,667 M_0$$

On prend $M_t = 0,67 M_0$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,5 M_0 + 0,4 M_0}{2} \right) \geq \max (1,0666 M_0 ; 1,05 M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,6166 M_0$$

On prend $M_t = 0,62 M_0$

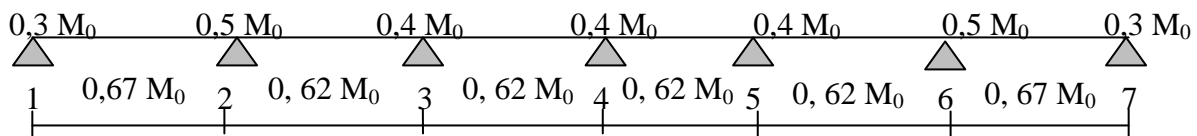


Figure III-3-6): moments sur appuis et travée

III-3-5) Calcul à L'E.L.U :

a) Calcul des Moments isostatiques:

$$Q_u = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_u \times L^2 / 8 = 6,07 \times (3,75)^2 / 8 = 10,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_u \times L^2 / 8 = 6,07 \times (4,00)^2 / 8 = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_u \times L^2 / 8 = 6,07 \times (3,20)^2 / 8 = 7,77 \text{ KN.m}$$

Chapitre III :

calcul des éléments

b) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0,67 \times M_{012} = 7,15 \text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t3-4} = M_{t4-5} = M_{t5-6} = 0,62 \times M_{023} = 7,53 \text{KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 0,67 \times M_{067} = 7,01 \text{KN.m}$$

c) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 2,15 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 3,77 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3,01 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3,01 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}, M_{056}) = 3,01 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max (M_{056}, M_{067}) = 3,77 \text{KN.m}$$

$$M_7 = 0,3 M_{067} = 2,11 \text{KN.m}$$

d) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u \times L$$

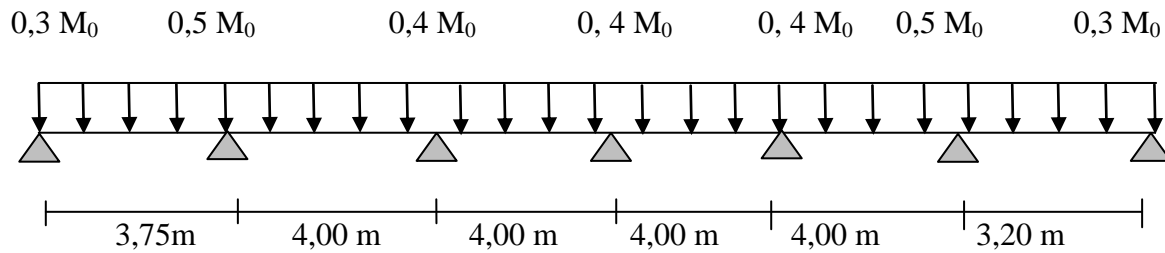
Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-4-1) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

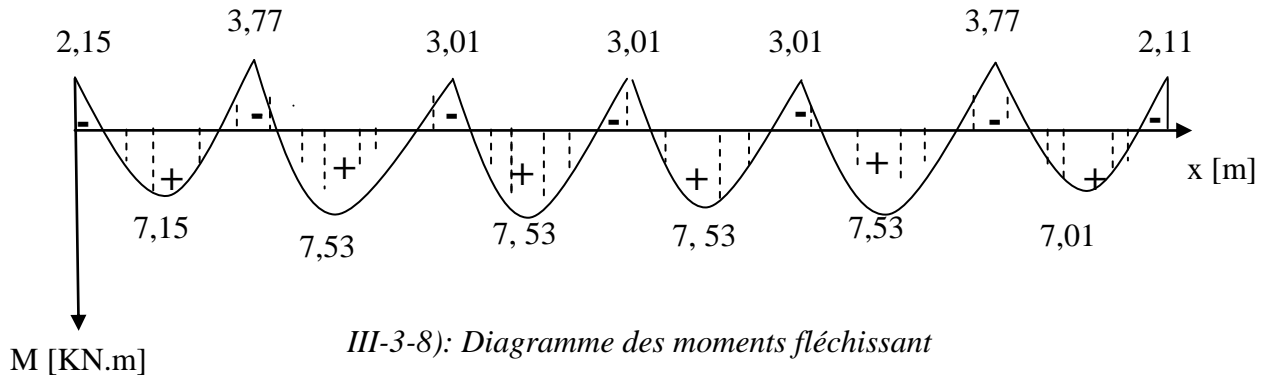
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	2,15	3,77	3,01	3,01	3,01	3,77
M_e (KN.m)	3,77	3,01	3,01	3,01	3,77	2,11
T_w (KN)	10,95	12,33	12,14	12,14	11,95	10,24
T_e (KN)	-11,82	-11,83	-12,02	-12,02	-12,21	-9,16
M_t (KN.m)	7,15	7,53	7,53	7,53	7,53	7,01

d) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

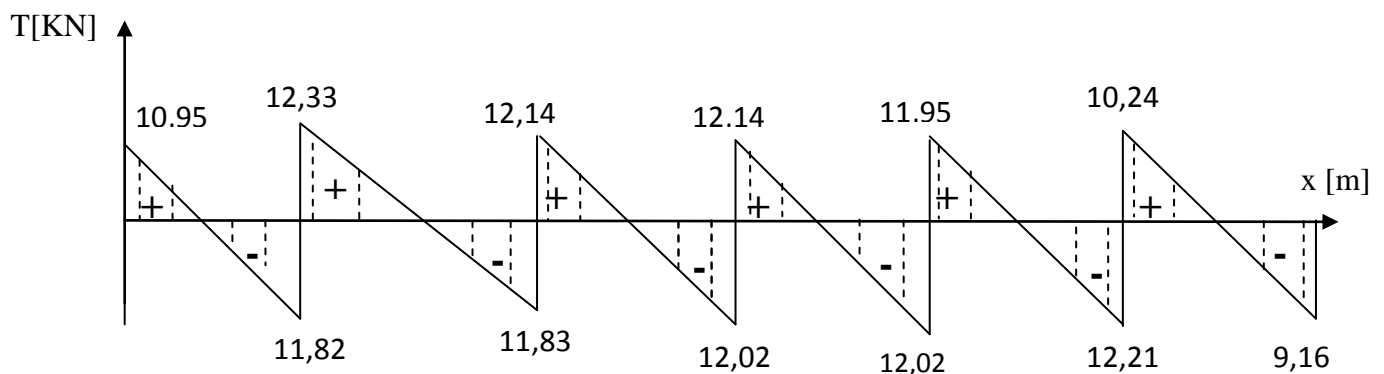


III-3-7): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

• diagramme des moments :



• diagramme des efforts tranchants :



III-3-6) Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7,53 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3,77 \text{ KN.m}$$

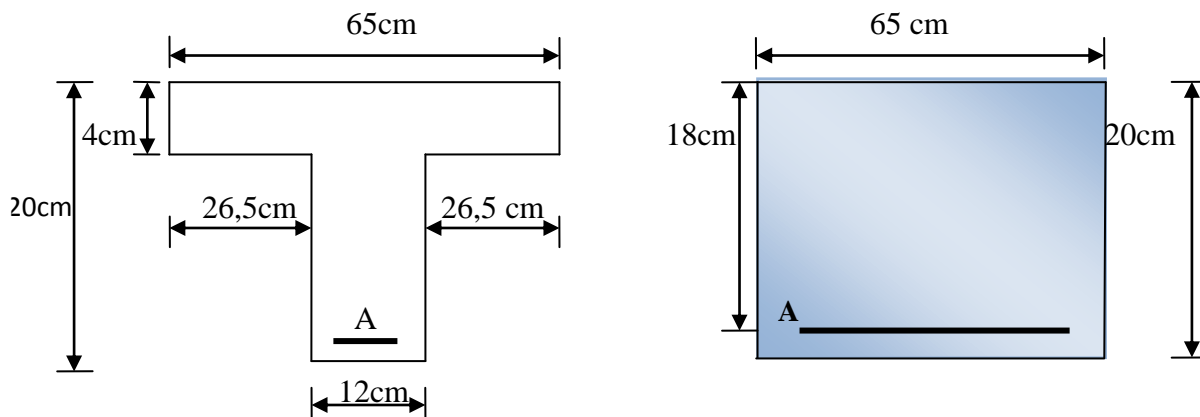
III-3-6.1) Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 7,53 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$).



FigIII-4-10): section en T

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,53 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{7,53 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 1,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

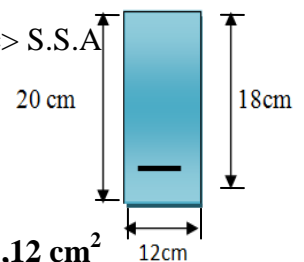
III-3-6.2) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 3,77 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,77 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,141 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{3,77 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_a = 0,65 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 1 \text{ HA } 12 = 1,12 \text{ cm}^2$$



Chapitre III :

calcul des éléments

III-3-6.3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

III-3-6.4) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III-3-7) Vérification à L'E.L.U :

III-3-7.1) Vérification de la contrainte tangentielle :

Lorsque les armatures transversales sont droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d} = \frac{17,27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,801 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,801 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-3-7.2) Condition de non fragilité :

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

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III :

calcul des éléments

III-3-7.3) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art.A.6.13/BAEL91)

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{17,27 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 1,132 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 1,132 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-3-7.4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times f_{c28} / \gamma_b$ avec $a = 0,9 \times d$
 $V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$

$$V_u^{\max} = 17,27 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-3-7.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) \quad ; \quad V_u^{\max} = 17,27 \text{ KN} ; M_{\max} = 3,77 \text{ KN m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(17,27 - \frac{3,77}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,491 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

III-3-7.6) Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A 6.1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \times F_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc } l_s = 50 \text{ cm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

III-3-8) Calcul à L'E.L.S :

III-3-8.1) Calcul des moments isostatiques :

$$Q_s = 4,38 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_s \times L^2/8 = 4,38 \times (3,75)^2/8 = 7,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_s \times L^2/8 = 4,38 \times (4,00)^2/8 = 8,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_s \times L^2/8 = 4,38 \times (3,20)^2/8 = 5,60 \text{ KN.m}$$

III-3-8.2) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0,67 \times M_{012} = 5,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t3-4} = M_{t4-5} = M_{t5-6} = 0,62 \times M_{023} = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 0,67 \times M_{067} = 3,76 \text{ KN.m}$$

III-3-8.3) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3 M_{012} = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 2,72 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}; M_{056}) = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max (M_{056}; M_{067}) = 2,72 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3 M_{067} = 1,13 \text{ KN.m}$$

III-3-8.4) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s \times L}{2} \quad \text{et :} \quad T_e = T_w - q_s \times L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

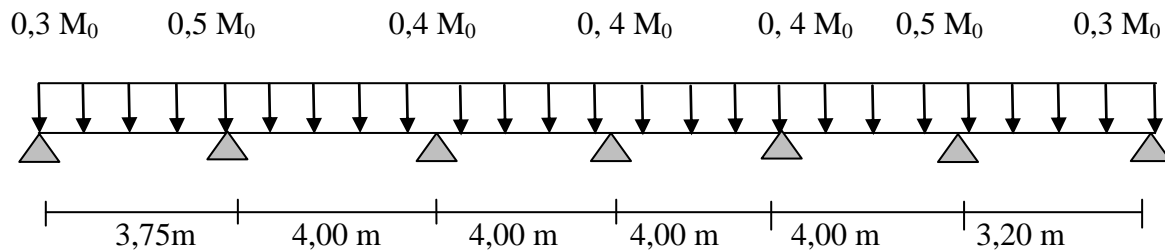
Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-3-2) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	1,54	2,72	2,18	2,18	2,18	2,72
M_e (KN.m)	2,72	2,18	2,18	2,18	2,72	1,13
T_w (KN)	7,89	8,89	8,76	8,76	8,63	7,51
T_e (KN)	-8,54	-8,63	-8,76	-8,76	-8,90	-6,50
M_t (KN.m)	5,16	5,43	5,43	5,43	5,43	3,76

Chapitre III : calcul des éléments

III-3-8.5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :



III-3-11): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

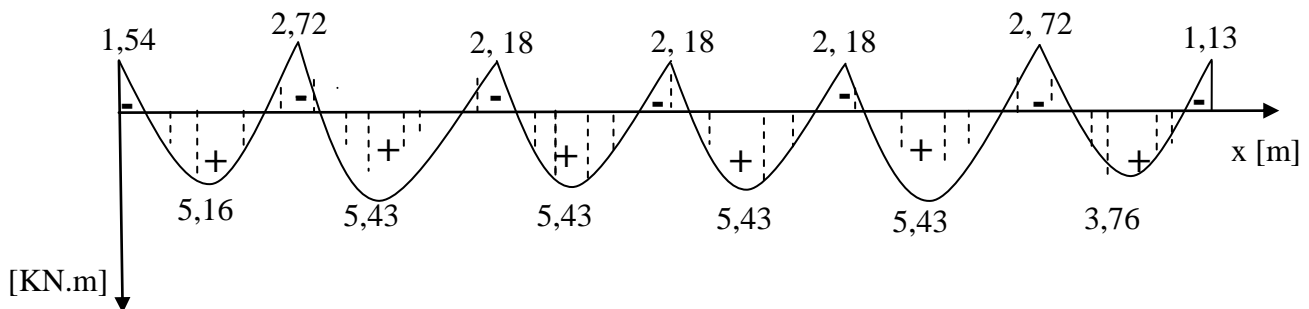


Fig III-3-12) Diagramme des moments fléchissant

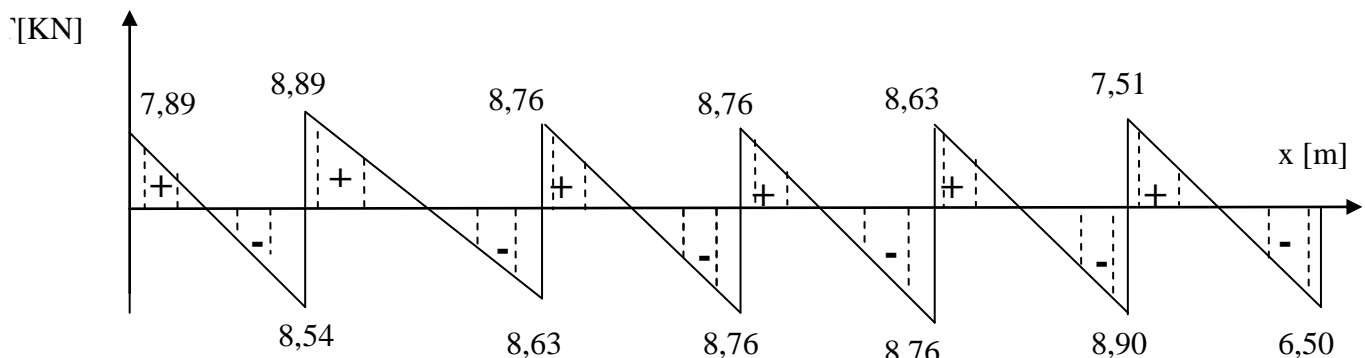


Fig III-3-13) Diagramme des efforts tranchants

III-3-9) Vérification à l'ELS :

III-3-9.1) Vérification des contraintes :

a) En travée :

$$M_t^{\max} = 5,43 \text{ KN m}$$

• dans les aciers:

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

Chapitre III : calcul des éléments

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow K_1 = 19,80 \rightarrow \beta_1 = 0,8563$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{5,43 \times 10^6}{0,8563 \times 180 \times 235} = 149,50 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \quad [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,05 \times 149,50 = 7,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) En appuis :

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0 \times h$) :

$$M_a^{\max} = 2,72 \text{ KN.m}$$

Dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,12}{12 \times 18} = 0,52$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,52 \rightarrow K_1 = 32,26 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,26} = 0,032$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2,72 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 112} = 151,26 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq K \times \sigma_{st} = 0,032 \times 151,26 = 4,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III-3-9.2) Vérification des ouvertures de fissuration :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-9.3) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art.B68.4.24)

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

M_0 : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

b_0 : La largeur de la nervure.

L : portée libre.

d : hauteur utile.

$$\diamond \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} = 0,055 > \frac{8,288}{15 \times 15,62} = 0,035 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \frac{235}{120 \times 180} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Chapitre III :

calcul des éléments

III-3-9.4) Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$a^{\circ}) F_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$b^{\circ}) F_i = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,87 = 32456,61 \text{ MPa}$$

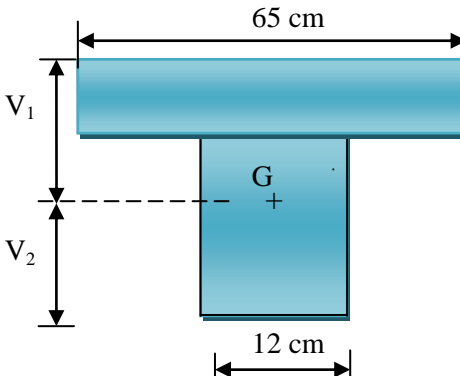


fig III-3-14) section en Té

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta \times A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section homogénéisée).}$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée

Chapitre III :

calcul des éléments

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5,43 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 235} = 143,92 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 228,81 + 2,1} = 0,302$$

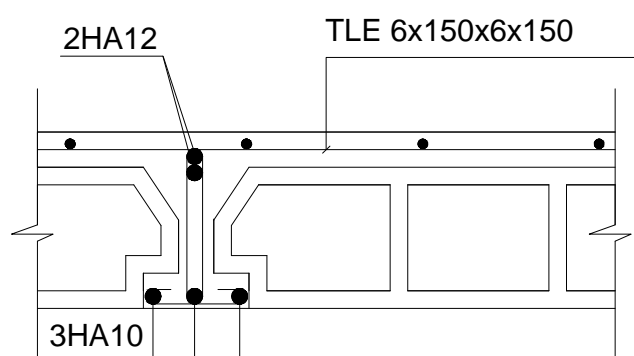
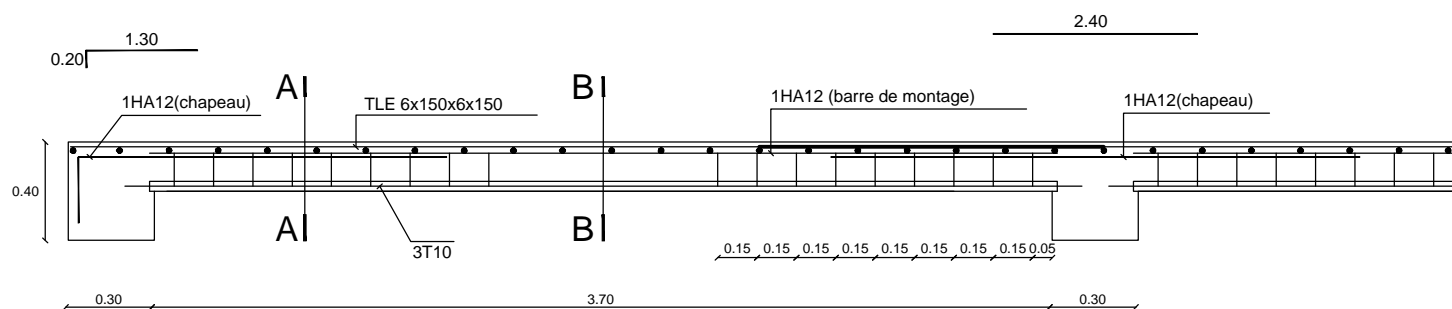
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,302 \times 1,5)} = 15143,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,302 \times 3,74)} = 10332,83 \text{ cm}^4$$

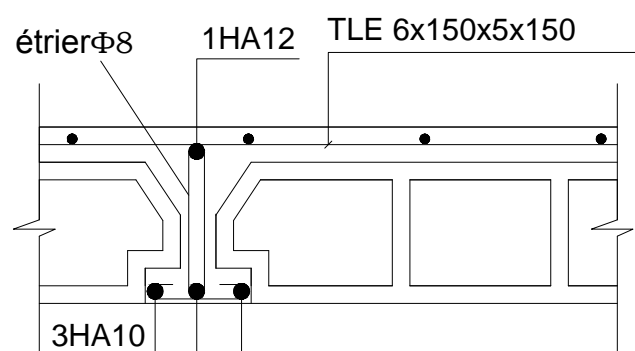
Donc :

$$F_v = \frac{5,43 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 1081,887 \times 15143,54} = 0,530 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,720 \text{ cm} \Rightarrow \text{Verifiée}$$

$$F_i = \frac{5,43 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 32164,20 \times 10332,83} = 0,262 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,720 \text{ cm} \Rightarrow \text{Verifiée}$$



Coupe A-A



Coupe B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferrailage des planchers d'étage courant

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

Chapitre III :

Calcul des éléments

III-4) Calcul des planchers :

III-4-1) Plancher en corps creux : (étage de service)

III-4-2) Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section $h = 16 + 4 = 20$ cm

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 = 4$ cm

L'enrobage..... $c = 2$ cm

La hauteur utile..... $d = 18$ cm

b_1 : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

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

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 40 ; 32)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

b : largeur de la table de compression

$$b : 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

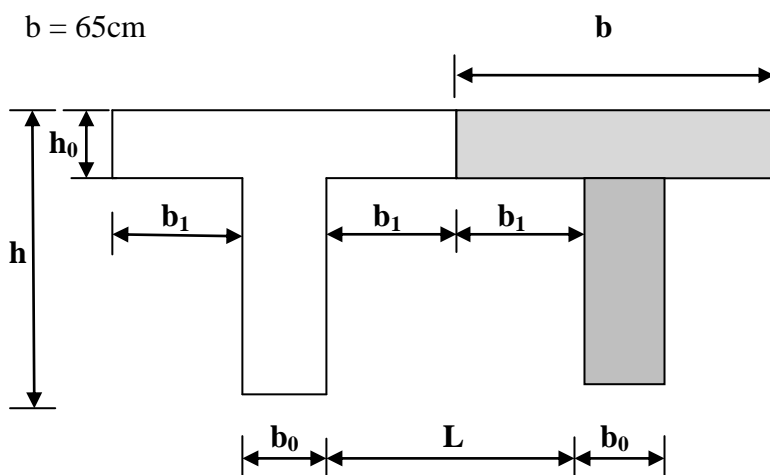


Figure III-4-1) : schéma d'une section en T.

III-4-3) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

III-4-3.1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles

(50 cm < L = 65 < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-4-3.2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6 \phi 6 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec

$S_t = 15 \text{ cm}$

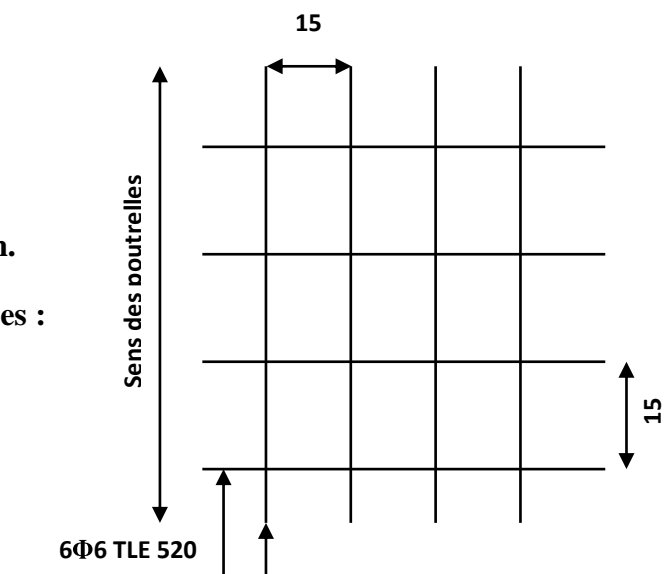


Fig III-4-2) Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé

III-4-4) calcul de la poutrelle :

III-4-4.1) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle $q = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux $= 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G = 0,74 \text{ KN/ml}}}$$

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

Chapitre III :

Calcul des éléments

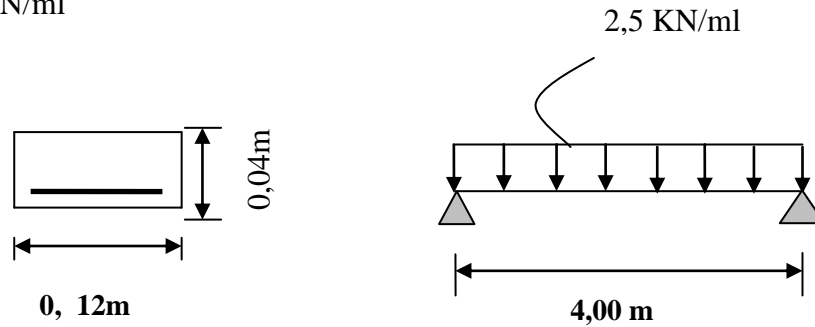
a) La combinaison des charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$= 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

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



FigureIII-4-3): schéma statique de la poutrelle

b) Calcul des efforts internes max :

Le moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \left(\frac{2,5 \times (4,00)^2}{8} \right) = 5,00 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

$$V_u = \frac{Q_u \times l}{2} = \left(\frac{2,5 \times (4,00)}{2} \right) = 5 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm avec } c = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

$$\mu = \left(\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \right) = \frac{(5,00 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 7,33 > \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad (\text{S.D.A})$$

La section est doublement armée (S.D.A).

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190 cm).

Chapitre III : Calcul des éléments

III-4-4.2) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

$$\text{Poids du plancher : } G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$$

(G Charge permanente de plancher terrasse)

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

(Q charge d'exploitation de Plancher à usage habitation).

a) Combinaison de charges :

A L'E.L.U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,406 + 1,5 \times 1,625 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7,04 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$Q_s = G + Q = 3,406 + 1,625 = 5,04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5,04 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode de calcul :

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

1- $Q_B \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a: $Q_B = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2 \times 5,24 ; 5) = 10,98 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants). $I_i = I_{i+1} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$

3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(condition vérifiée).**

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\text{On a } \frac{L_{i+1}}{L} = \frac{375}{400} = 0,93 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{400}{400} = 1,00 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{400}{320} = 1,25 = 1,25 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{320}{400} = 0,8 < 1,25 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b-2) Conclusion :

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

b) Principe de la méthode:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement 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.

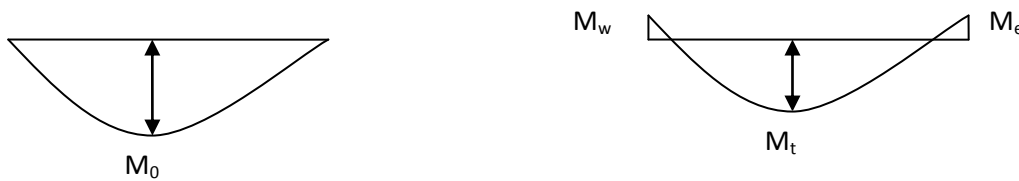


Figure III-4-4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

d) Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q = 0 \mapsto \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \mapsto \alpha = 2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad \text{Avec } L : \text{longueur de la travée entre nus d'appuis}$$

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max (1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) \\ \text{et} \\ \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \\ M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right. \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{array}$$

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

- $0,6 M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3 M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

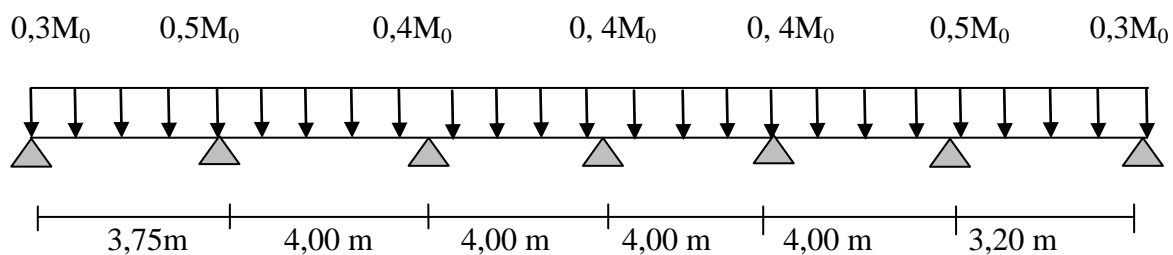


Figure III-4-5): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

• Calcul des coefficients :

$$\alpha = Q / (Q + G) = 1,625 / (1,625 + 3,406) = 0,323 \text{ tel que } 0 < \alpha = 0,323 < 2/3 = 0,666$$

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0]$$

$$\text{Travée intermédiaire: } M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,323}{2} M_0 = 0,55M_0$$

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \times M_0 = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,323}{2} \times M_0 = 0,65 M_0$$

$$\text{On a: } 1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,323) = 1,1$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

- Calcul des moments en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,55 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \right) \geq \max (1,1 M_0 ; 1,05M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,70M_0$$

On prend $M_t = 0,70 M_0$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) \times M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0$$

$$M_t + \left(\frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \right) \geq \max (1,1 M_0 ; 1,05 M_0) \Rightarrow M_t \geq 0,65 M_0$$

On prend $M_t = 0,65 M_0$

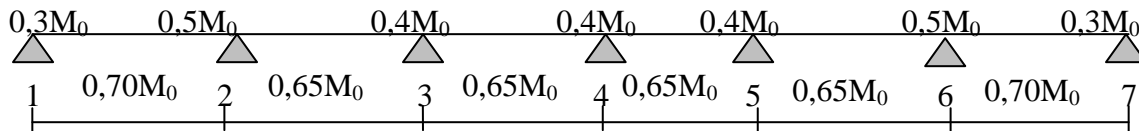


Figure III-4-6): moments sur appuis et travée

III-4-5) Calcul à L'E.L.U :

a) Calcul des Moments isostatiques:

$$Q_u = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_u \times L^2/8 = 7,04 \times (3,75)^2/8 = 12,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_u \times L^2/8 = 7,04 \times (4,00)^2/8 = 14,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_u \times L^2/8 = 7,04 \times (3,20)^2/8 = 9,01 \text{ KN.m}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

c) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0,70 \times M_{012} = 8,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t3-4} = M_{t4-5} = M_{t5-6} = 0,65 \times M_{023} = 9,152 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 0,70 \times M_{067} = 6,31 \text{ KN.m}$$

d) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3M_{012} = 2,60 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}; M_{056}) = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max (M_{056}; M_{067}) = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3M_{067} = 1,90 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u \times L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-4-1) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	2,60	4,58	4,03	4,03	4,03	4,58
M_e (KN.m)	4,58	4,03	4,03	4,03	4,58	1,90
T_w (KN)	12,68	14,36	14,08	14,08	13,95	12,10
T_e (KN)	13,72	13,80	14,12	14,08	14,21	10,43
M_t (KN.m)	8,66	9,152	9,152	9,152	9,152	6,31

e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

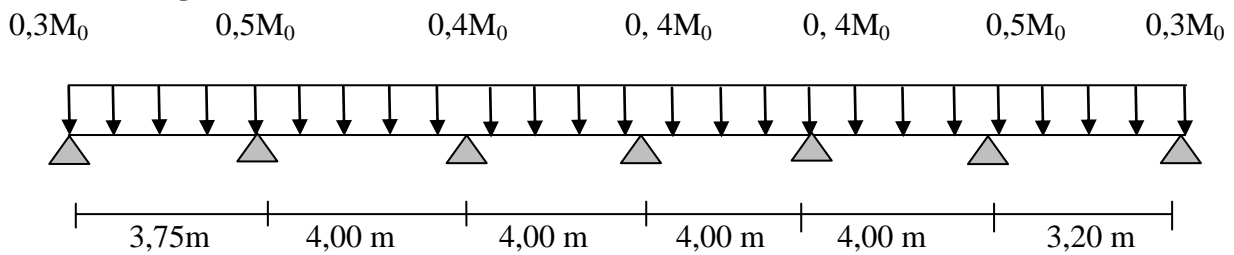
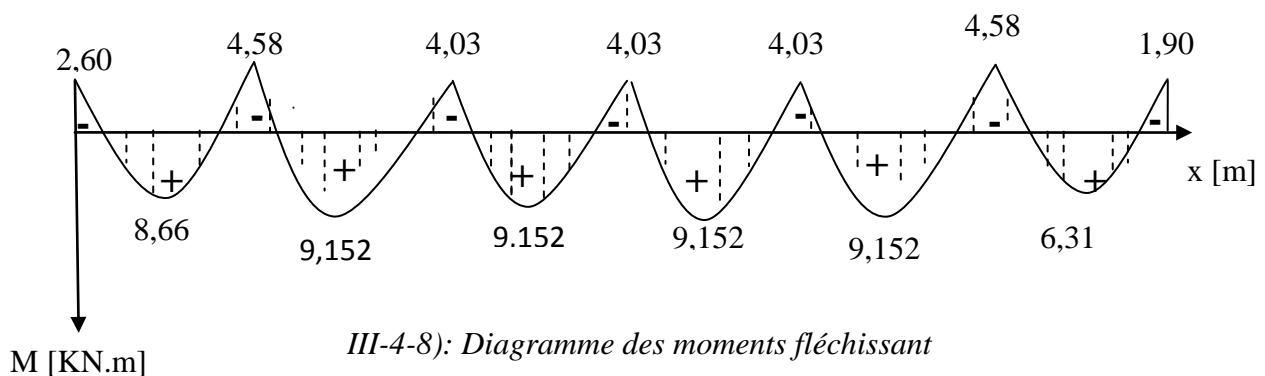
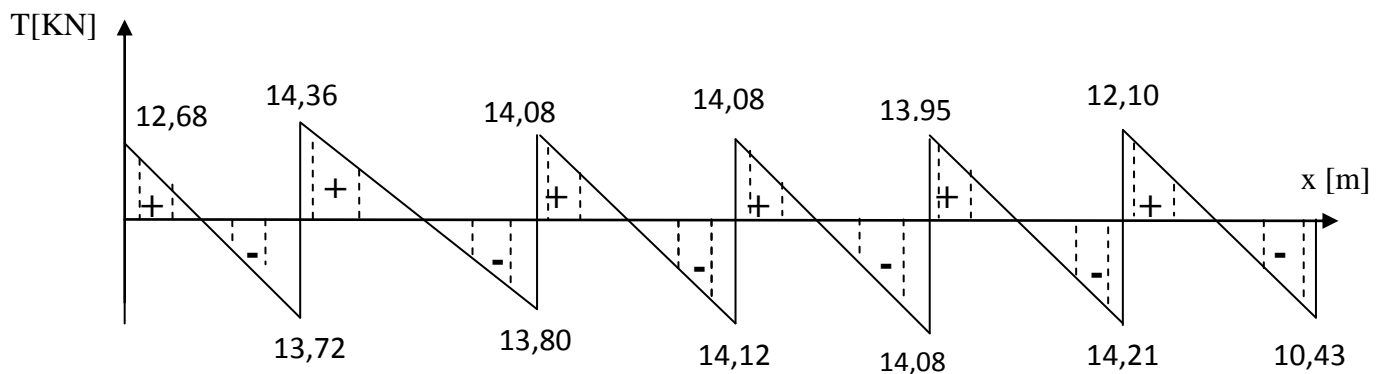


Figure III-4-7): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

• diagramme des moments :



• diagramme des efforts tranchants :



III-4-6) Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,152 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,58 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

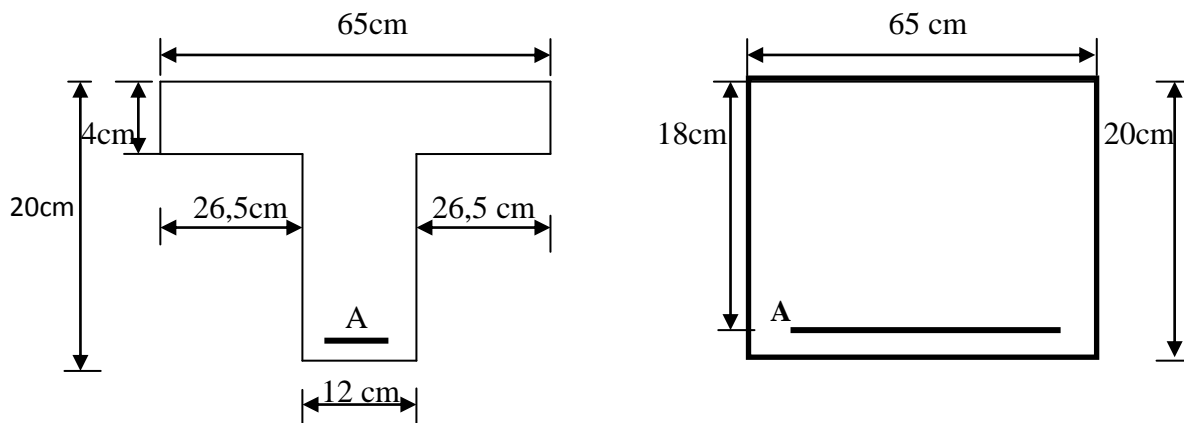
III-4-6.1) Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,072 \text{ KN m}$$

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 9,152 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h).



FigIII-4-10): section en T

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,152 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,908$$

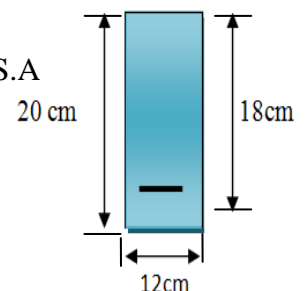
$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{9,152 \times 10^3}{0,908 \times 18 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} = 1,61 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

III-4-6.2) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (b₀ x h).

$$M_a^{\max} = 4,58 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,58 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,729$$



Chapitre III :

Calcul des éléments

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{4,58 \times 10^3}{0,729 \times 18 \times 348} = 1,002 \text{ cm}^2, A_a = 1,002 \text{ cm}^2 \quad \text{soit: 1 HA 14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

III-4-6.3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 14 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

III-4-6.4) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III-4-7) Vérification à L'E.L.U :

III-4-7.1) Vérification de la contrainte tangentielle :

Lorsque les armatures transversales sont droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14,36 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,665 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,665 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III-4-7.2) Condition de non fragilité :

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

Chapitre III :

Calcul des éléments

En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Aux appuis :

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III-4-7.3) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art.A.6.13/BAEL91)

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{16,06 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 1,1056 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 1,1056 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III-4-7.4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times f_{c28} / \gamma_b$ avec $a = 0,9 \times d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 16,06 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

III-4-7.5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) \quad ; \quad V_u^{\max} = 16,06 \text{ KN} ; M_{\max} = 4,58 \text{ KN m}$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(16,06 - \frac{16,06}{0,9 \times 0,18} \right) = -2,38 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

III-4-7.6) Calcul des scellements droit :(BAEL91/ Art. A 6. 1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \times F_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} \quad \text{avec } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1,5$ pour les barres à haute adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$D'où : l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,82 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc } l_s = 50 \text{ cm}$$

III-4-8) Calcul à L'E.L.S :

III-4-8.1) Calcul des moments isostatiques :

$$Q_s = 5,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{012} = Q_s \times L^2/8 = 5,04 \times (3,75)^2/8 = 8,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{023} = M_{034} = M_{045} = M_{056} = Q_s \times L^2/8 = 5,04 \times (4,00)^2/8 = 10,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{067} = Q_s \times L^2/8 = 5,04 \times (3,20)^2/8 = 6,45 \text{ KN.m}$$

III-4-8.2) Moments en Travées:

$$M_{t1-2} = 0,70 \times M_{012} = 6,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t3-4} = M_{t4-5} = M_{t5-6} = 0,65 \times M_{023} = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{t6-7} = 0,70 \times M_{067} = 4,52 \text{ KN.m}$$

III-4-8.3) Calcul des Moments sur appuis:

$$M_1 = 0,3M_{012} = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{012}; M_{023}) = 3,28 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{023}; M_{034}) = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{034}; M_{045}) = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,4 \max (M_{045}; M_{056}) = 2,63 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,5 \max (M_{056}; M_{067}) = 3,28 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,3M_{067} = 1,36 \text{ KN.m}$$

III-4-8.4) Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s \times L}{2} \quad \text{et :} \quad T_e = T_w - q_s \times L$$

Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Tableau : tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Tableau III-4-2) Les efforts tranchants et les moments fléchissant:

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.m)	1,81	3,28	2,63	2,63	2,63	3,28
M_e (KN.m)	3,28	2,63	2,63	2,63	3,28	1,36
T_w (KN)	9,06	10,24	10,08	10,08	9,92	8,66
T_e (KN)	7,09	9,92	10,08	10,08	10,24	7,47
M_t (KN.m)	6,02	6,56	6,56	6,56	6,56	4,52

III-4-8.5) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

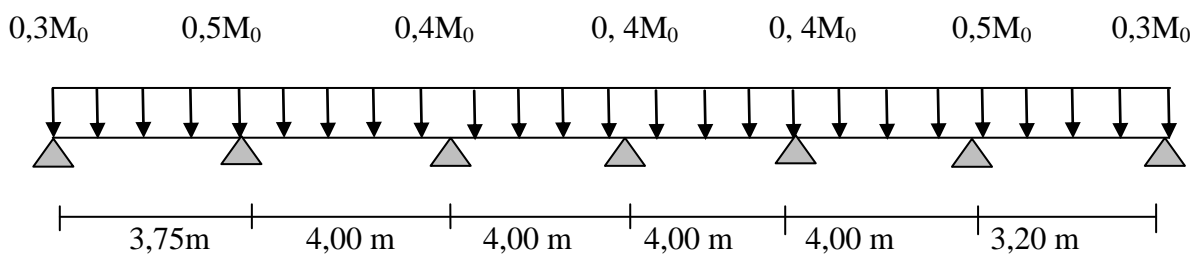


Figure III-4-11): schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

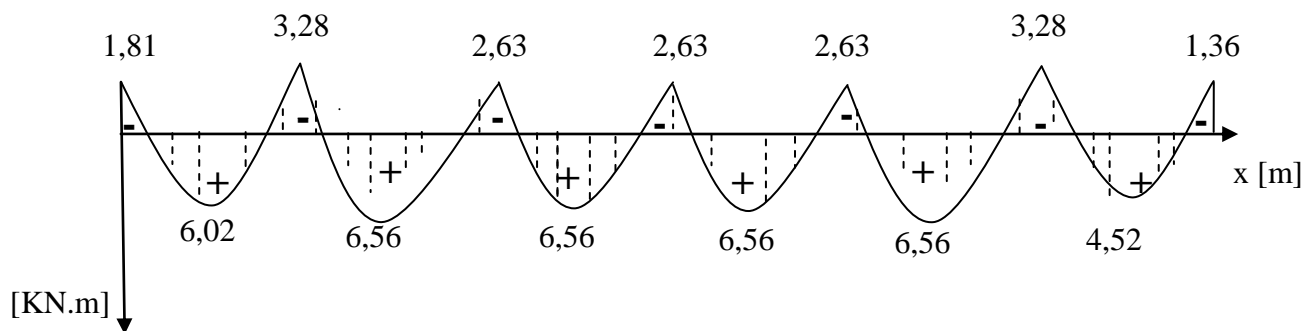


Fig III-4-12) Diagramme des moments fléchissant

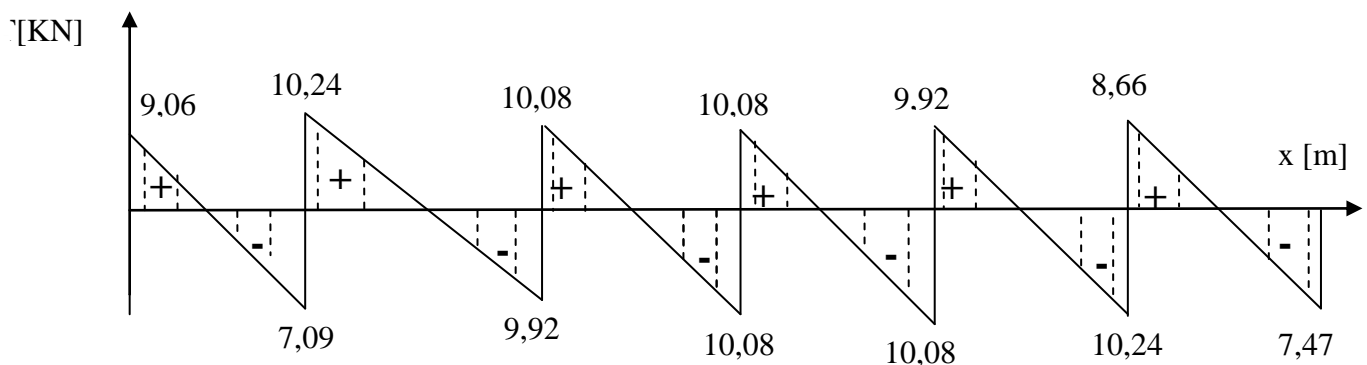


Fig III-4-13) Diagramme des efforts tranchants

III-4-9) Vérification à l'ELS :**III-4-9.1) Vérification des contraintes :****a) En travée :**

$$M_t^{\max} = 6,56 \text{ KN.m}$$

Dans les aciers : Fissuration peu nuisible :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1,088 \rightarrow K_1 = 19,80 \rightarrow \beta_1 = 0,8563$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,80} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{6,56 \times 10^6}{0,8563 \times 180 \times 235} = 181,11 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,05 \times 149,50 = 7,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) En appuis :

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0 \times h$) :

$$M_a^{\max} = 3,28 \text{ KN.m}$$

dans les aciers :

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,54}{12 \times 18} = 0,73$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0,73 \rightarrow K_1 = 25,64 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{32,26} = 0,039$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_s} = 348 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,28 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 154} = 135,08 MPa \leq 348 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq K \times \sigma_{st} = 0,039 \times 135,08 = 5,27 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

III-4-9.2) Vérification des ouvertures de fissuration :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-4-9.3) Etat limite de déformation : (BAEL91. Art.B68.4.24)

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

M_0 : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

Chapitre III :

Calcul des éléments

b_0 : La largeur de la nervure.

L : portée libre.

d : hauteur utile.

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,055 > \frac{6,56}{15 \times 10,08} = 0,043 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{235}{120 \times 180} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

III-4-9.4) Calcul de la flèche :(Art. B6.5.2/ BAEL91)

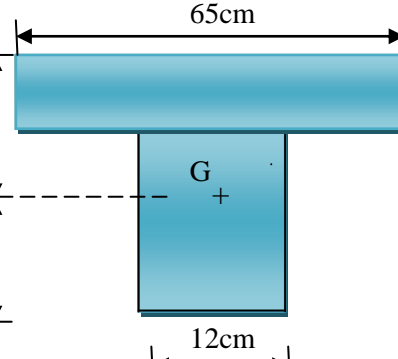
$$\begin{aligned} a^{\circ}) \quad F_v &= \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} V_1 \\ b^{\circ}) \quad F_i &= \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} V_2 \end{aligned}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$
$$E_i = 3 \times E_v = 3 \times 10818,87 = 32456,61 \text{ MPa}$$

fig III-4-14) section en Té

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta \times A = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_{st}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm } V_1 : \text{ position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogénéisée)}$$

l = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6,56 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 235} = 173,85 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 173,85 + 2,1} = 0,37$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,37 \times 1,5)} = 14148,14 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + (0,37 \times 3,74)} = 10332,83 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{6,56 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 1081,887 \times 14148,14} = 0,172 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition (Vérifiée)}$$

$$F_i = \frac{6,56 \times 10^2 \times (400)^2}{10 \times 3216,420 \times 10332,83} = 0,4385 \text{ cm} < \frac{360}{500} = 0,720 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Vérifiée)}$$

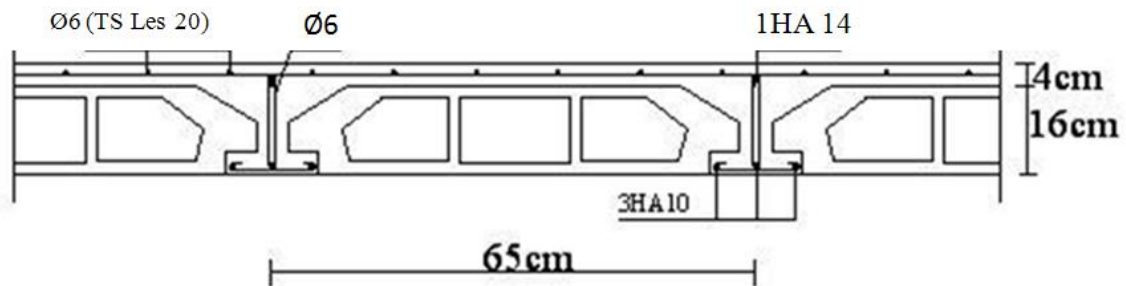


fig III-4-12) Ferrailage du plancher en corps creux

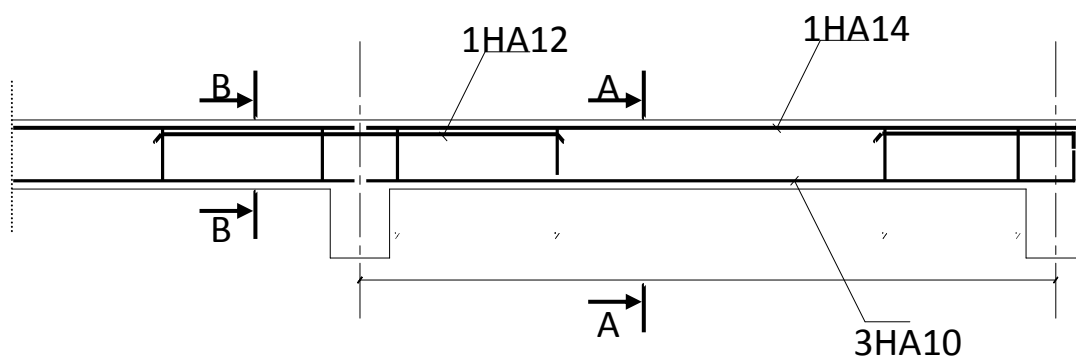


fig III-4-13): Ferrailage de la poutrelle

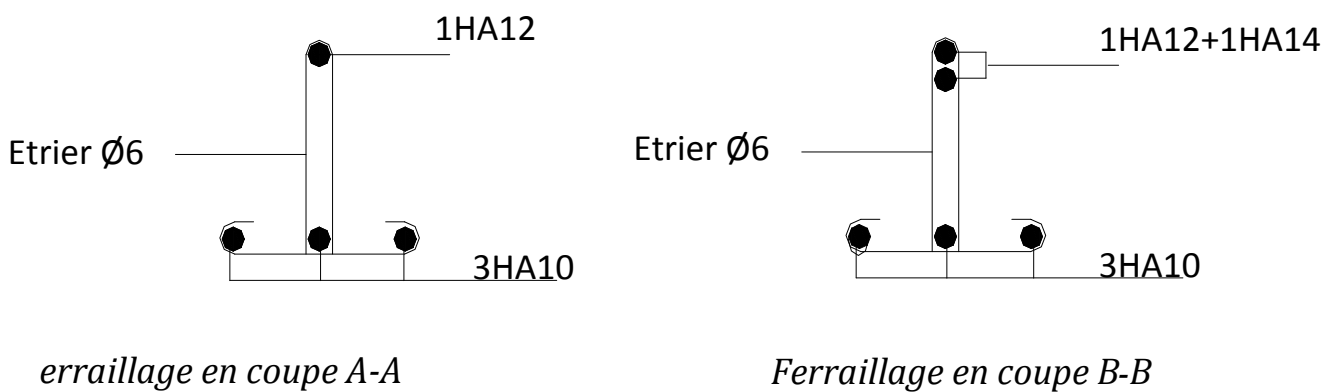
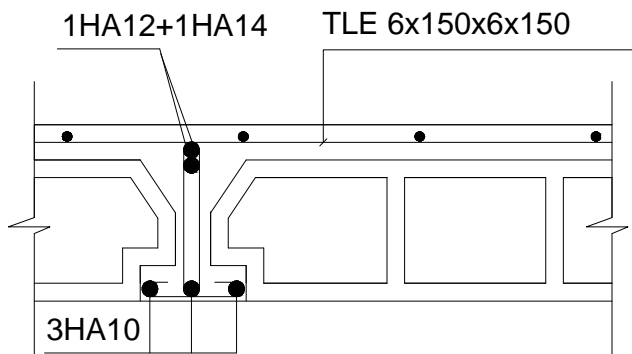
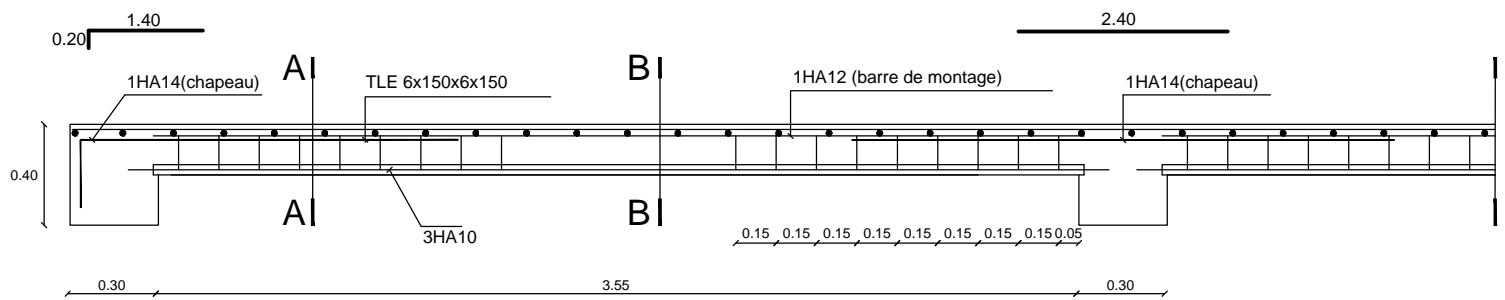
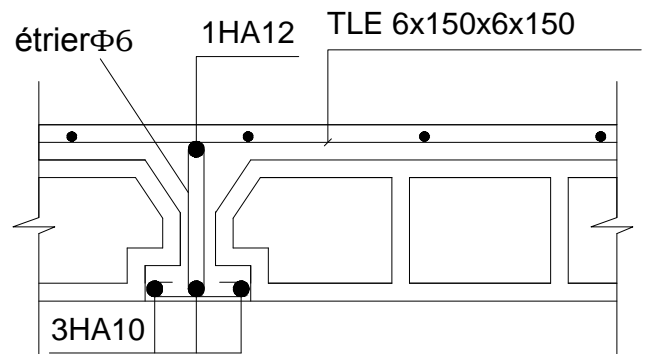


fig III-4-14): Ferrailage en coupes



Coupe A-A



Coupe B-B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

PROMOTION 2016/2017

TITRE :

Ferrailage du plancher d'étage de service

PLANCHE N°

ECHELLE

III.5 : Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

III.5.1 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1,85 \times 1,80 = 3,33 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1,40 \times 1,40 = 1,96 \text{ m}^2$.
- La charge totaldu système de levage et la cabine chargée est de : 8 T ($P = 80 \text{ KN}$).

III.5.2-Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6,00 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

On adopte : $h_t = 15 \text{ cm}$.

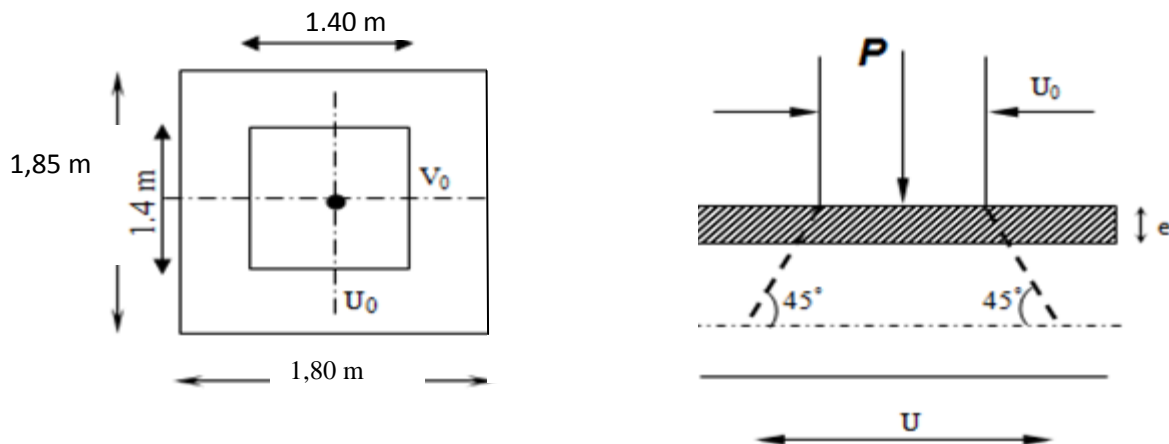


Figure III.5.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2K \times e + h_0 \end{cases}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15 cm)

e : épaisseur du revêtement (5 cm)

K : 1, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0 = 140$ cm.

$V_0 = 140$ cm.

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

On remplace :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 140 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 165 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 140 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 165 \text{ cm.} \end{cases}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_u (v M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$, $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les

abaques de **PIGEAUD**.

v : coefficient de poisson. À l'ELU, $v = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,65}{1,80} = 0,92 ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,65}{1,85} = 0,90$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,85} = 0,973 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.051$; $M_2 = 0.038$.

$$\begin{cases} M_{x1} = 1,35 P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,051 = 5,508 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1,35 P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,038 = 4,104 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,85} = 0,973 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$\mu_x = 0,0393$; $\mu_y = 0,934$ → (Tirer des tableaux de Pigeaud)

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,038 \times 6,56 \times 1,80^2 = 0,807 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,934 \times 0,807 = 0,754 \text{ KN.m} \end{cases}$$

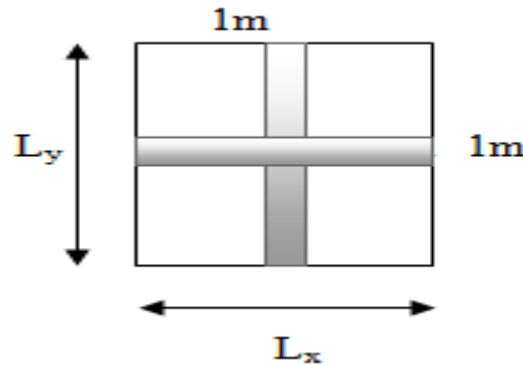


Figure III.E.2: Schemade dalle travail dans les 2 sens.

c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,508 + 0,807 = 6,315 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,104 + 0,754 = 4,858 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0,85 \times 6,315 = 5,367 \text{ KN.m} \quad \text{Avec : } c = 3 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{5,367 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{5,367 \times 10^5}{0,987 \times 12 \times 34800} = 1,302 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$)** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0,3 \times 5,367 = 1,90 \text{ KN.m}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$\mu = \frac{1,90 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{1,9 \times 10^5}{0,995 \times 12 \times 34800} = 0,46 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Dans le sens de la grande portée : y-y

• En travée :

$$M_{u,y} = 0,85 \times 4,858 = 4,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4,13 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{4,13 \times 10^5}{0,990 \times 12 \times 34800} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_{u,y} = 0,3 \times 4,858 = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,46 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,008 < \mu_l = 0,39 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{1,46 \times 10^5}{0,996 \times 12 \times 34800} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Résumé des résultats

Zone	Sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée (cm ²)	St max (cm)
Sur appuis	x-x	1,9	0.030	0,995	0,46	4HA10 = 3,14	25
	y-y	1,46	0.01	0,996	0,35	4HA10 = 3,14	25
En travée	x-x	5,367	0.03	0,987	1,302	4HA10 = 3,14	25
	y-y	4,13	0.01	0,990	1,00	4HA10 = 3,14	25

Tableau III.E.1 : Ferrailage de la dalle.

III.E.3 : Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$\rho_0 = 0,8\%$, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{180}{155} \right) = 1,22 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

B- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25 cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C- Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$P \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

P: charge de calcul à l'ELU

h_t: épaisseur totale de la dalle

U_c: périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (1,80 + 1,85) = 7,3 \text{ m}$$

$$P = 80 \leq 0,045 \times 7,3 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 821,25 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D- Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1,80 + 1,85} = 14,68 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,85} = 14,42 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{14,68 \times 10^3}{1000 \times 120} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{On remarque que } \tau = 1,23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

E- Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\Phi_{\max} \leq h_0/10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc :

$$\Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

III.E.3 : Vérification à l'ELS :**a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$\text{À l'ELS } v = 0,2 \quad ; \quad M_1 = 0,051 \quad ; \quad M_2 = 0,038$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 80 (0,051 + 0,2 \times 0,038) = 4,688 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 80 (0,2 \times 0,051 + 0,038) = 3,856 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0447 \quad ; \quad \mu_y = 0,954$$

$$\begin{cases} q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}; M_{x2} = 0,0447 \times 4,75 \times 1,80^2 = 0,68 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,954 \times 0,68 = 0,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 4,688 + 0,680 = 5,370 \text{ KN.m} \\ M_y = 3,854 + 0,660 = 4,514 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la dalle :**➤ Dans le sens de la petite portée : x-x****• En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 5,370 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4,57 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,022 \quad \text{d'où} \quad \beta_s = 0,989$$

$$A_s = \frac{4,57 \times 10^5}{0,989 \times 12 \times 34800} = 1,07 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0,3 \times 5,37 = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,62 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,008 \quad \text{d'où} \quad \beta_s = 0,996$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$A_s = \frac{1,62 \times 10^5}{0,996 \times 12 \times 34800} = 0,390 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

- **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 4,514 = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3,84 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,00072 \quad \text{d'où} \quad \beta_s = 0,999$$

$$A_s = \frac{3,84 \times 10^5}{0,999 \times 12 \times 34800} = 0,92 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0,3 \times 4,514 = 1,355 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,355 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 34800} = 0,00027 \quad \text{d'où} \quad \beta_s = 0,9685$$

$$A_s = \frac{1,355 \times 10^5}{0,9685 \times 12 \times 40000} = 0,340 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.E.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\text{Les aciers} \begin{cases} \text{HA : } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \text{fe E 400} \end{cases} \rightarrow \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{(2/3) \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\} = \min \{266,67; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}.$$

➤ **Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_s = 4,57 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \quad \text{avec : } k_1 = 46,73 ; \quad \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,75 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 137,172 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137,172 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{137,172}{46,73} = 2,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1,62 \text{ KN.m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,26 ; \quad k_1 = 46,73 ; \quad \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,62 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 46,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{46,78}{46,73} = 1,0437 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

- **En travée :**

$$M_s = 3,84 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \quad k_1 = 46,73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0,919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,84 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 110,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 110,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{110,90}{46,73} = 2,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1,355 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,26 \quad k_1 = 46,73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0,919$$

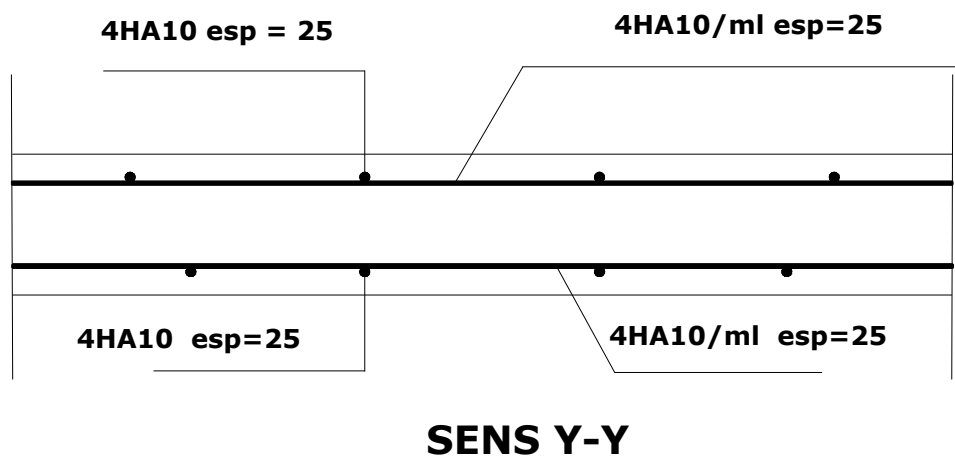
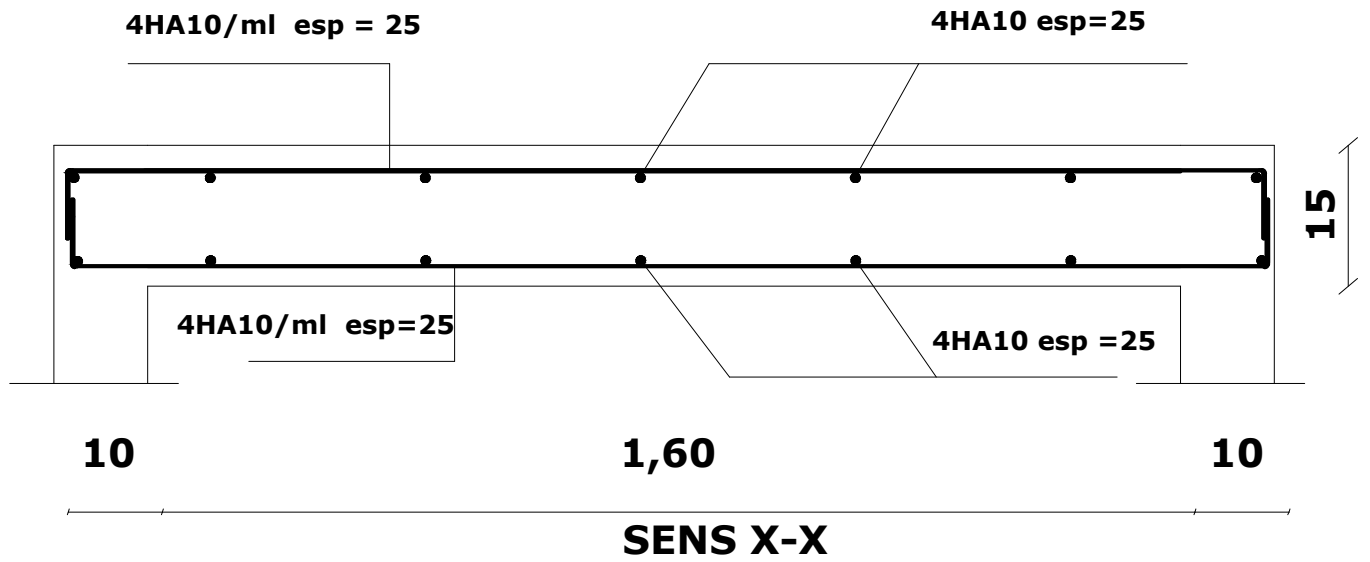
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1355}{0,919 \times 12 \times 3,14} = 39,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{39,13}{46,73} = 0,840 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant : On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA10 = 3,13 cm² / ml**, Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferrailage de la dalle salle machine

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

III.6) Etude de la poutre de chaînage :

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

III.6.1) Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

La hauteur :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

- **La hauteur de poutre :**

$$\frac{370}{15} \leq h_p \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,66 \leq h_t \leq 37 \text{ cm ;}$$

On apte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

- **La largeur de la Poutre :**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$.

a) Vérification de la condition a RPA :

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{toutes les conditions sont vérifiées}$
- $h / b = 1,4 \leq 4$

Section adoptée \rightarrow poutre chaînage p_{ch} : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

b) Calcul des efforts :

- $G_p = b \times h \times \rho_b = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19 \text{ KN/ml}$
- $G_{mur\ ex} = G_m \times (h_e - h_{pl}) = 2,6 (3,06 - 0,2) = 7,436 \text{ KN/ml}$
- $G_{planc} = G_{pl} \times \frac{0,65}{2} = 5,24 \times 0,65 / 2 = 1,710 \text{ KN/ml}$
- $G_t = 2,625 + 7,436 + 1,716 = 11,33 \text{ KN/ml}$
- $Q = 1,5 \times 0,65 / 2 = 0,49 \text{ KN/m (donnée par le DTR BC2.2)}$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_t = 11,330 \text{ KN /ml} \\ Q = 0,4875 \text{ KN /ml} \end{cases}$$

III.6.2) Les combinaisons de charges :

a) L'ELU

- Dalle : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 11,33 + 1,5 \times 0,4875 = 16,03 \text{ KN/ml}$.

b) L'ELS

- Dalle: $q_s = G + Q = 11,33 + 0,4875 = 11,82 \text{ KN/ml}$.

c) Calcul des moments sollicitant :

➤ L'ELU

$$M_t = 0,85 \times \frac{Q_u \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{16,03 \times 3,71^2}{8} = 27,43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times \frac{16,03 \times 3,70^2}{8} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{16,03 \times 3,70}{2} = 29,66 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 29,66 \text{ KN.m}$$

• En travées

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,43 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,747$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{27,43 \times 10^3}{0,747 \times 33 \times 348} = 3,197 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_s = 3,19 \text{ cm}^2 \text{ dans le tableau des armatures } \mathbf{3 \text{ HA } 12 = 3,36 \text{ cm}^2}$$

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,23 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,0177 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,0178 \Rightarrow \beta = 0,819$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,23 \times 10^3}{0,819 \times 33 \times 348} = 0,876 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1,3 \text{ cm}^2 \text{ dans le tableau des armatures } \mathbf{3 \text{ HA } 12 = 3,36 \text{ cm}^2}$$

III.6.3) Les verifications:

a) L'ELU:

• Condition de non-fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,083 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,083 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3,36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$A_{\min} = 1,083 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 3,36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

• Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier cette relation

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

➤ Fissuration préjudiciable :

Il faut vérifier cette relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,15 f_{c28} /, 4 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = \frac{29,66 \times 10}{25 \times 33} = 0,36 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{matrix} 0,15 \times 25 \\ 4 \text{ MPa} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1,5$ pour les aciers HA

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{29,66 \times 10}{0,9 \times 33 \times 11,304} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérifier l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Influence sur le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times V_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28} \times 0,9 d \cdot b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} = 29,66 \leq 0,4 \frac{0,25 \times 0,9 \times 0,33 \times 2500}{1,5} = 49,5 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 29,66 \leq 49,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant (V_u) n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

Influence sur les aciers

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d})}{f_e}$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(29,66 + \frac{27,43 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right)}{400} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \geq 1,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures sup

Calcul des armatures transversales (Art A 7.2.2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1,2 \right\} = \min \{ 1 ; 2,5 ; 1,2 \} \text{ soit } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \emptyset 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7 ; 40 \text{ cm} \} \text{ soit } St = 25 \text{ cm.}$$

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 25} = 0,64 \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

Espacement des barres : d'après le RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right\} = \{8,75; 12\} \quad \text{soit } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En travée :**

$$e \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit : } e = S_t = 15 \text{ cm.}$$

b) Vérification à l'ELS

$$Q_s = G + Q \quad Q_s = 11,33 + 0,4875 = 11,82 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s^{max} = \frac{Q_s \times l^2}{8} = \frac{11,82 \times 3,70^2}{8} = 20,24 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sollicitant :

$$M_{st} = 0,85 \times \frac{Q_s \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{11,83 \times 3,70^2}{8} = 17,21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times \frac{11,83 \times 3,70^2}{8} = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{Q_s \times l}{2} = \frac{11,83 \times 3,70}{2} = 21,89 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 21,89 \text{ KN.m}$$

Vérification a l'ELS

Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99 :

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

- **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,36}{25 \times 33} = 0,407 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ k_1 = 35,72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{6,08 \times 10^3}{0,903 \times 33 \times 3,36} = 60,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{60,73}{35,72} = 1,700 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,700 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

- **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,36}{25 \times 33} = 0,407 = 0,466 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ k_1 = 35,72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{17,21 \times 10^3}{0,903 \times 33 \times 3,36} = 171,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 171,88 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\}$$

n = 1,6 si le diamètre des armatures > 6 mm

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 201,63 \right\}$$

- $\sigma_s = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$

$$\sigma_{st} = 171,88 \geq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

NB : Puisque la condition est vérifiée, aucun calcul de ferrailage n'est nécessaire à l'ELS

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\}$$

n = 1,6 si le diamètre des armatures > 6 mm

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 201,63 \right\}$$

- $\sigma_s = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 37,10 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \times \frac{35}{370} = 0,095 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \times \frac{35}{370} = 0,075 \geq \frac{17,21}{10 \times 27,44} = 0,0986$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } Q_s = 11,82 \text{ KN/m}^2$$

E_v = Module de déformation différé

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} y_2 = h - y_2$$

$S_{xx'}$; Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 33 \times 5,65 = 17614,25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 25 \times 35 + 15 \times 5,65 = 959,75 \text{ cm}^2$$

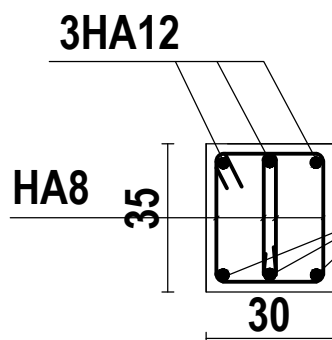
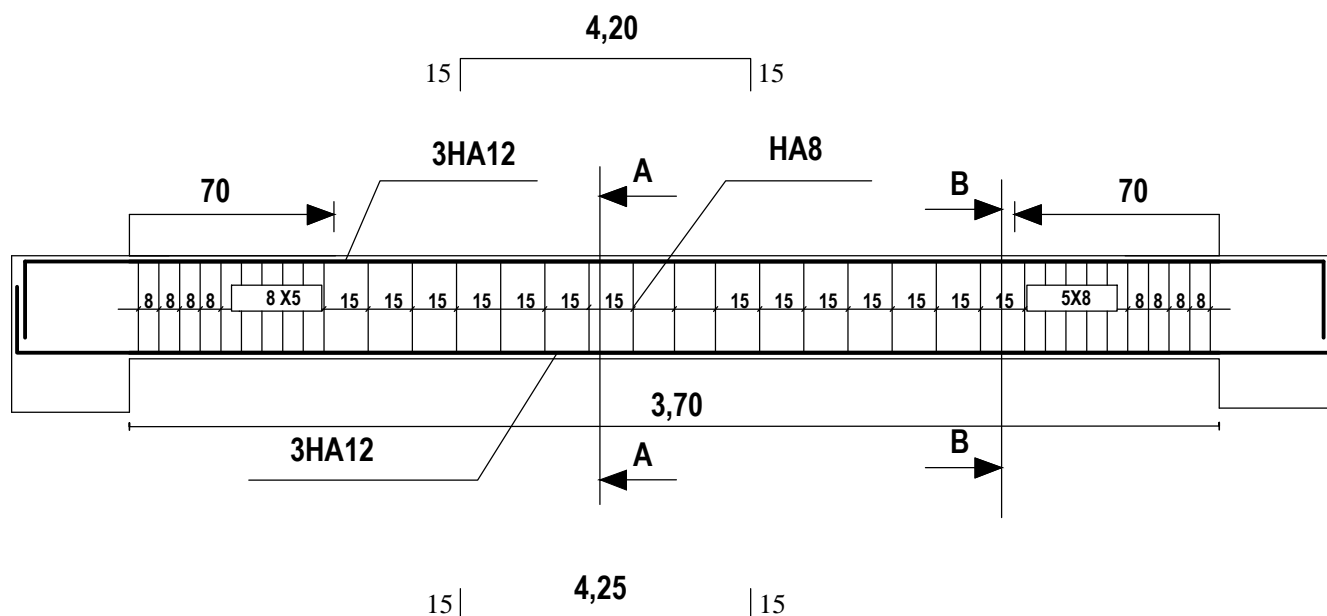
$$y_1 = \frac{17614,25}{959,75} = 18,36 \text{ cm}; y_2 = 35 - 18,36 = 16,64 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

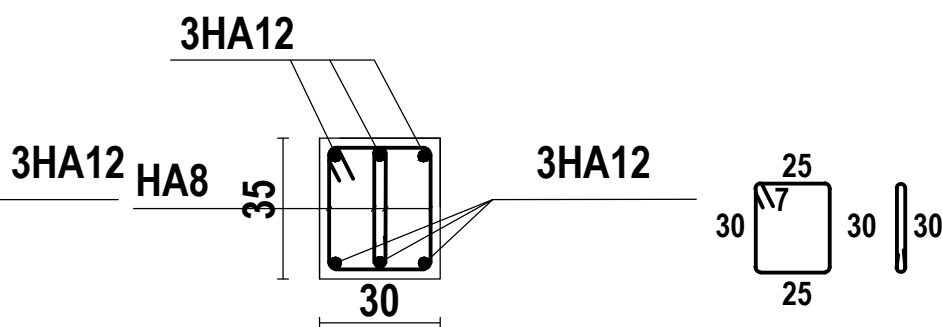
$$I = \frac{25}{3} (18,36^3 + 16,64^3) + 15 \times 5,65 (16,64 - 2)^2 = 108134,50 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{11,82 \times 10^4 \times 3,70^4}{10818,86 \times 108134,50} = 0,000247 \text{ m} = 0,0247 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} \Rightarrow f = 0,0247 \text{ cm} < \bar{f} = 0,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Coupe B-B



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferrailage de la poutre DE CHAINAGE

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

III-7) Calcul des escaliers :

III 7-1) Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

Les escaliers constituant ce bâtiment sont en béton armé coulé sur place, et comporte deux types d'escalier

- ❖ Escalier 3 volée (aux niveaux RDC) avec deux paliers intermédiaires
- ❖ **Escaliers des autres niveaux** : sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

Il suffit de calculer pour une seule volée et d'adopter le même ferrailage pour les autres volées.

➤ Terminologie

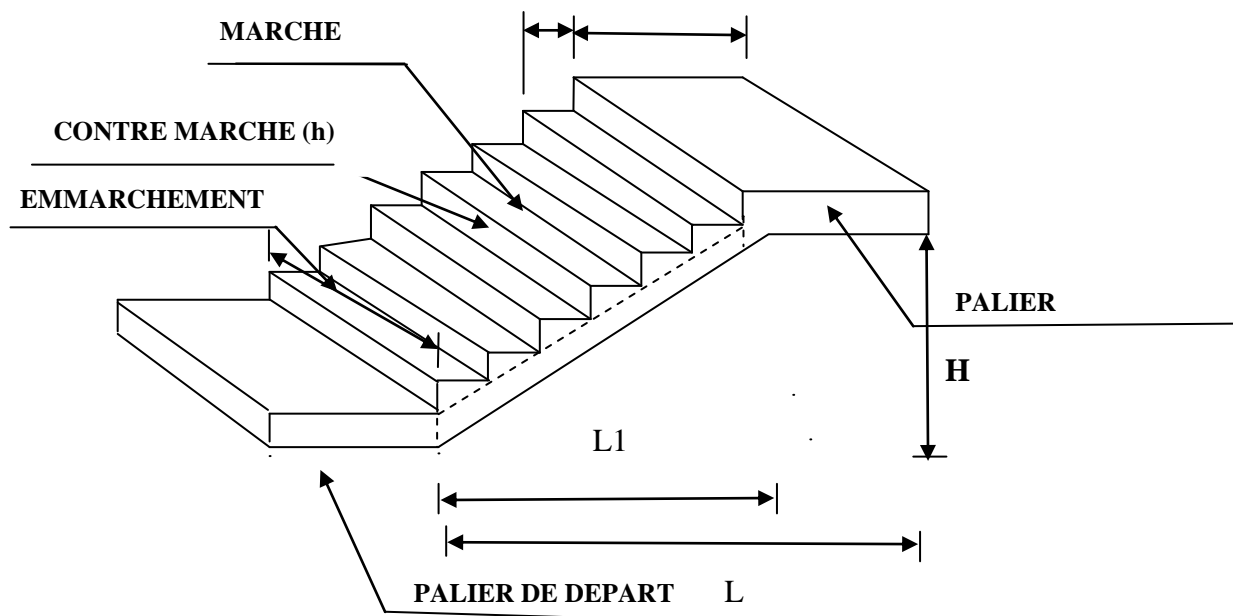


Fig.III-5-1 : Schéma d'escalier

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

Chapitre III:

Calcul des éléments

- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

• III-7 -2) pré dimensionnement de l'escalier RDC (trois volées):

Il comporte trois volées, de hauteur égale à 1,53 m ; Les volées 1 et 3 sont identiques

La volée 2 (volée intermédiaire) est déférente

Calcul le nombre de contre marche et de marche

Soit n le nombre de contre marche m nombre de marche

$H_{TOT} = 4.59\text{m}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27 \text{ Contre marche}$$

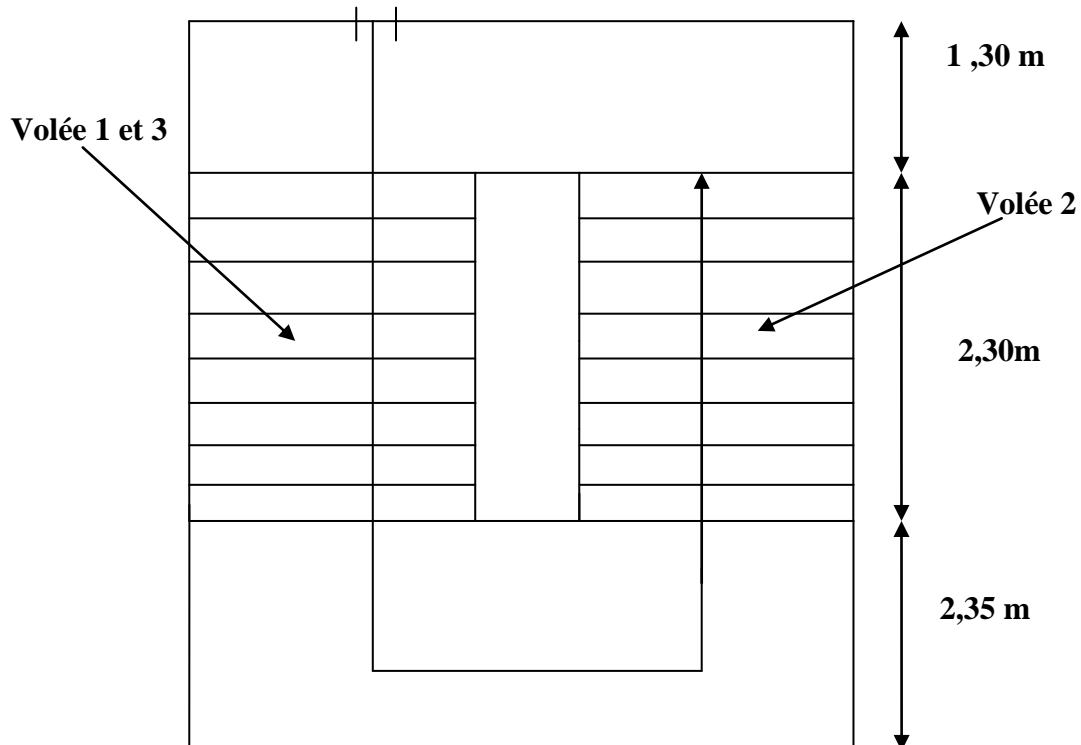


Fig. vue en plan des escaliers de RDC

Chapitre III:

Calcul des éléments

❖ Dimensionnement de Volée 1et 3 (H = 1,53 m)

On prend la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches.

On prend le girant $g = 30 \text{ cm}$

$L = g \times m = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

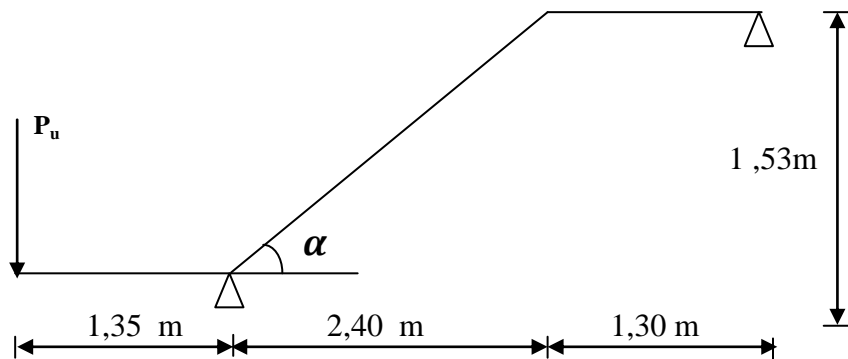


Schéma statique des volées 2

• Vérification de la loi de Blondel :

$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$	\Rightarrow	vérifiée
$25 \leq g \leq 30 \text{ cm}$	\Rightarrow	vérifiée
$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$		
$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}$	\Rightarrow	vérifiée.

• Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{240}{\cos 32,52^\circ} = 284,63 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 235 + 284,63 + 130 = 560 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{650}{30} \leq e_p \leq \frac{650}{20} \Rightarrow 21,67 \text{ cm} \leq e_p \leq 32,5 \text{ cm}$$

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

Chapitre III:

Calcul des éléments

- **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 répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1) Charges permanentes :

➤ **Palier :**

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en béton	20	25	5,00
			G_{total} = 6,20 KN/m²

➤ **paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,25}{\cos 32,52^\circ} = 7,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\text{Revêtement carrelage :0,44 KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : 0,40 KN/m}^2$$

$$\text{Lit de sable :0,36 KN/m}^2$$

$$\text{Poids du garde-corps : } 10 \times 0,02 \times 1 = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

..

$$\textbf{G}_{\text{total}} = \textbf{9,65 KN/m}^2$$

➤ **Charge concentrée revenant au mur extérieur :**

$$P_u = 2,36 \times 0,20 \times 2,86 \times 1\text{m} = 1,49 \text{ KN/ml}$$

2) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

2-1) Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

$$\textbf{Palier : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,20 + 1,5 \times 2,5 = \textbf{12,12 KN/ml.}$$

$$\textbf{Paillasse : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,65 + 1,5 \times 2,5 = \textbf{16,78 KN/ml.}$$

$$\textbf{Mur ext: } P_u = 1,35 \times 1,49 = \textbf{1,825 KN/ml}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

Calcul des efforts internes :

○ Réactions d'appuis :

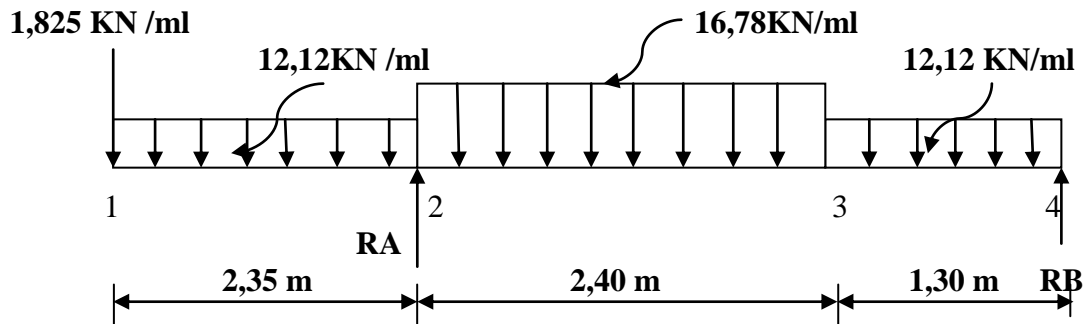


Fig. : schéma statique d'escalier

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow$$

$$R_A + R_B = 1,825 + 12,12 \times 2,35 + 16,78 \times 2,40 + 12,12 \times 1,30 \Rightarrow R_A + R_B = 86,35 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,70 = 1,825 \times 2,35 + 12,12 \times 2,35 \times 2,35/2 + 16,78 \times 2,40^2/2 + 12,12 \times 1,30 \times 3,05$$

$$\Rightarrow R_B = 38,17 \text{ KN}$$

$$R_A = 48,18 \text{ KN}$$

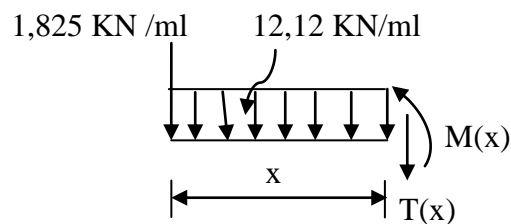
➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ Efforts tranchants :

○ Tronçon (1-2) : 0 m ≤ x ≤ 2,35 m

$$T(x) = -1,825 - 12,12 x$$

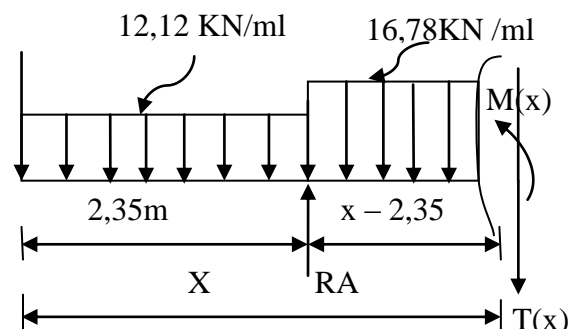
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -1,825 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,35 \rightarrow T(2,35) = -30,31 \text{ KN} \end{cases}$$



○ Tronçon (2-3) : 2,35 m ≤ x ≤ 4,75 m

$$T(x) = +48,18 - 1,825 - 12,12 (2,35) - 16,78 (x - 2,35)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2,35 \text{ m} \rightarrow T(2,35) = +28,48 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,75 \text{ m} \rightarrow T(4,75) = -11,79 \text{ KN} \end{cases}$$



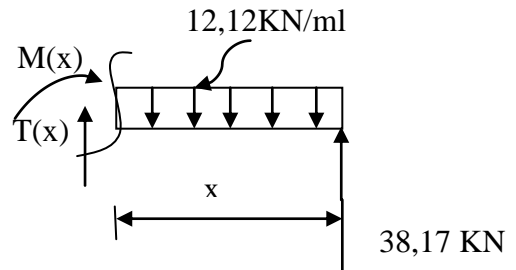
Chapitre III:

Calcul des éléments

- **Tronçon (4-3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,30 \text{ m}$**

$$T(x) = 12,12(x) - 38,17$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -38,17 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,30 \text{ m} \longrightarrow T(1,30) = -22,42 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ **Le moment fléchissant :**

- **Tronçon (1-2) : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,35 \text{ m}$**

$$M(x) = -12,12 \frac{x^2}{2} - 1,825(x)$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 0 &\longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 2,35 \text{ m} &\longrightarrow M(2,35) = -37,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

- **Tronçon (2-3) : $2,35 \text{ m} \leq x \leq 4,75 \text{ m}$**

$$M(x) = 48,18(x - 2,35) - 1,825(x) - 12,12 \times 2,35(x - 2,35/2) - \frac{16,78}{2}(x - 2,35)^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 2,35 \text{ m} &\longrightarrow M(2,35) = -4,290 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 4,75 \text{ m} &\longrightarrow M(4,75) = -23,15 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Tronçon (4-3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,30 \text{ m}$** $M(x) = -12,12 \frac{x^2}{2} + 38,17(x)$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 0 \text{ m} &\longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,30 \text{ m} &\longrightarrow M(1,30) = 54,75 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Le moment max :

$$T(x) = +48,18 - 1,825 - 12,12(2,35) - 16,78(x - 2,35) = 0 \Rightarrow x = 3,42 \text{ m}$$

$$M(x) = 48,18(x - 2,35) - 1,825(x) - 12,12 \times 2,35(x - 2,35/2) - \frac{16,78}{2}(x - 2,35)^2$$

$$M_{u \text{ max}} = -24,76 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_u^{\text{max}} = 54,75 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \times 54,75 = 46,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 54,75 = -16,425 \text{ KN.m}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

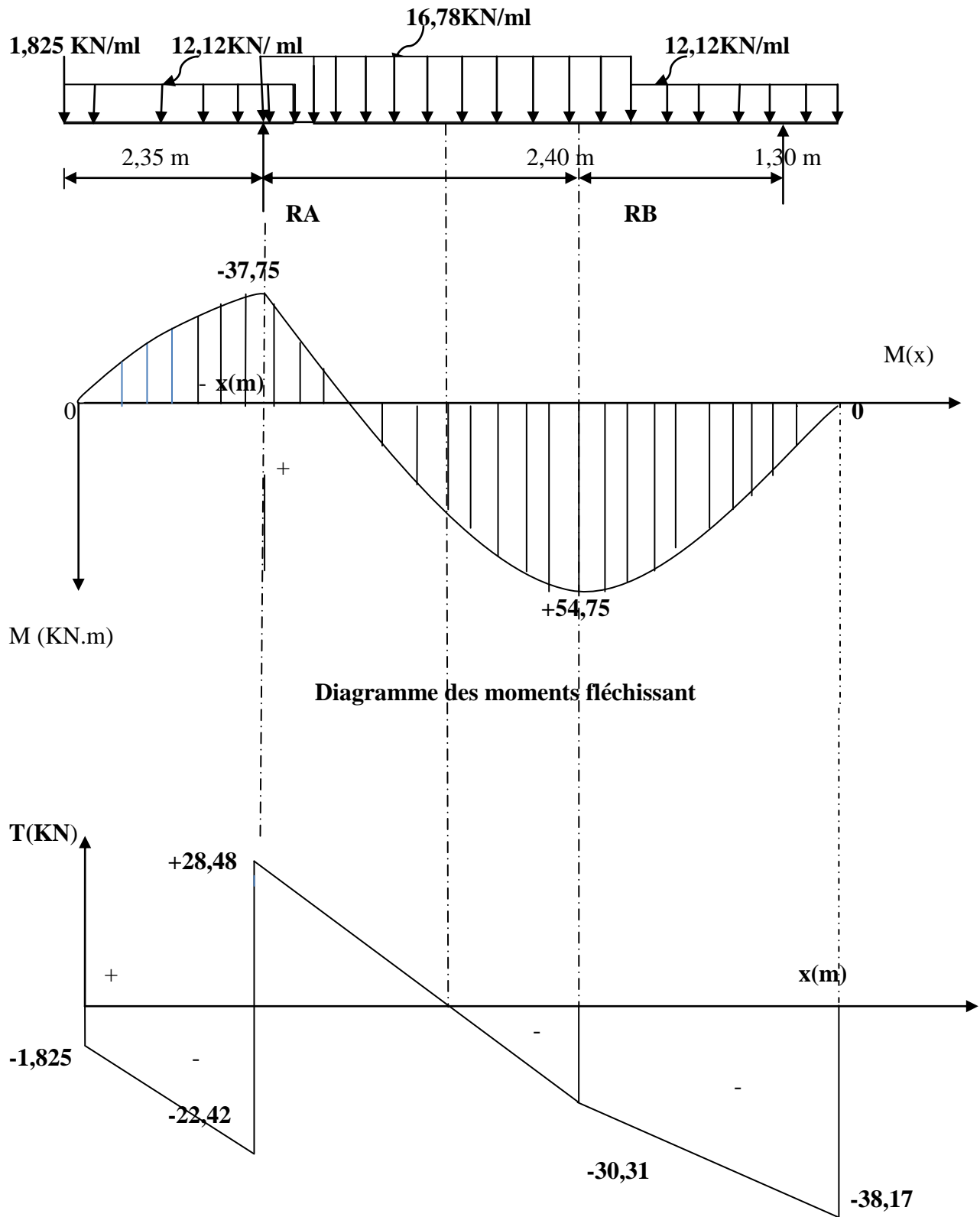


Diagramme des efforts tranchants

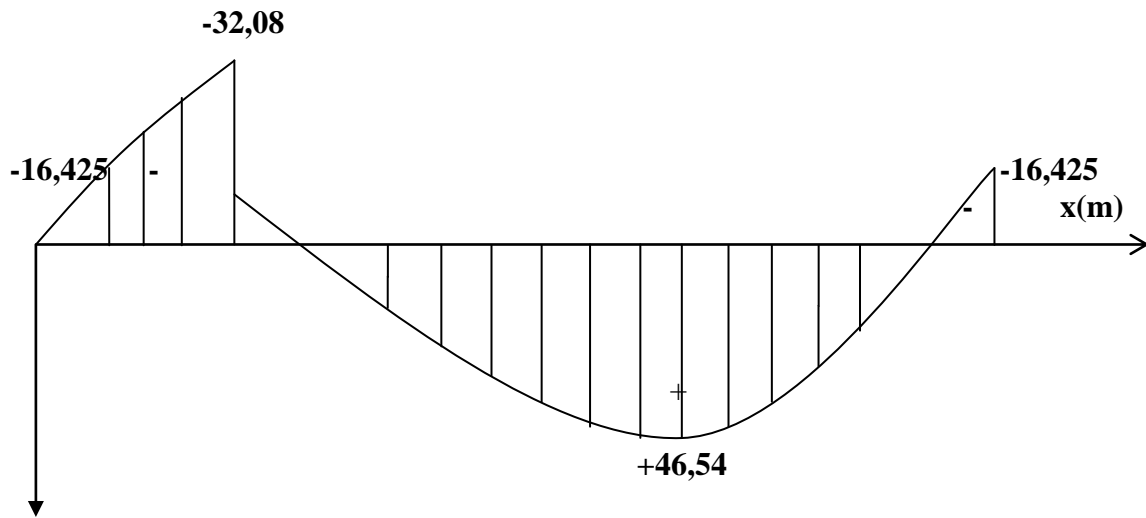


Diagramme du moment corrigé

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 23 \text{ cm}$.

❖ **Armatures principales :**

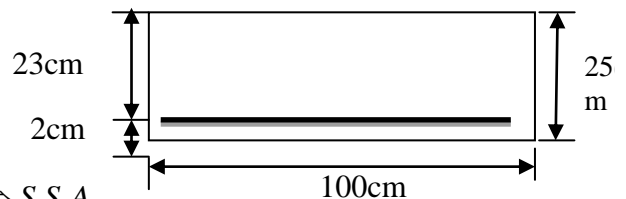
• **En travée:**
 $M_u^t = 46,54 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,54 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,062 \leq 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,54 \times 10^3}{0,968 \times 23 \times 348} = 6,01 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12/ml = 6,77 cm²** avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$



• **En appui :**

$M_u^a = 16,425 \text{ KN.m}$

$$\mu_l = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,425 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_l = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,425 \times 10^3}{0,989 \times 23 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10/ml = 3,14 cm²** , avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

En travées:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,77}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10/ml = 3,14 cm²** avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• **En appui :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 /ml = 3,14 cm²** , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Les vérifications à l'ELU :**

❖ **Vérification de condition non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

• **Armatures principales :**

- ✓ **En travée :** $A_t = 6,77 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \Rightarrow condition vérifiée.
- ✓ **Aux appuis :** $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \Rightarrow condition vérifiée

• **Armatures de repartions :**

- ✓ **En travée:** $A_r = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ \Rightarrow condition vérifiée
- ✓ **Aux appuis :** $A_r = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ \Rightarrow condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle :**

[Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 38,17 \text{ KN}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38,17 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \times b \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 38,17 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,23 \times 1 = 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u} = \frac{38,17 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 10 \times 3,14 \times 4} = 0,815 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,815 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 16,93 \text{ cm.} \Rightarrow \mathbf{L_a = 18 \text{ cm}}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

➤ Calcul à l'ELS:

- **Combinaison de charges :**

Palier : $q_s = G + Q = 6,20 + 2,50 = 8,70 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_s = G + Q = 9,65 + 2,50 = 12,15 \text{ KN/ml}$

Mur ext : $P_u = 1,35 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des efforts internes :**

- **Réactions d'appuis :**

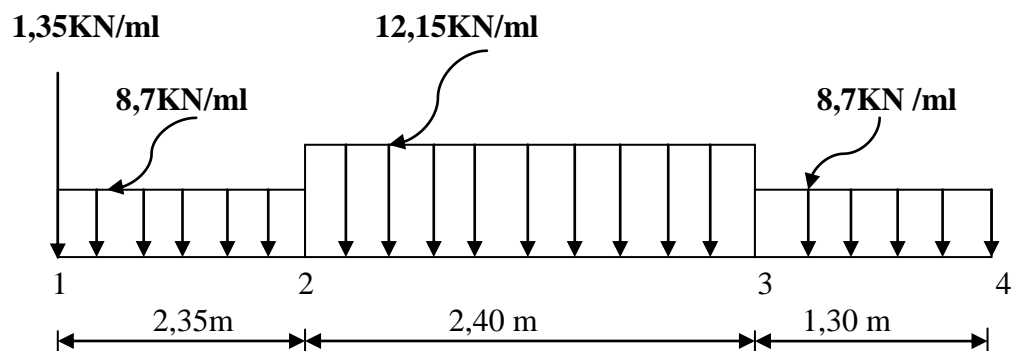


Fig: schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1,49 + 8,7 \times 2,35 + 12,15 \times 2,4 + 8,7 \times 1,30 = 62,405 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3,7 = 8,7 \times 2,35 \times 2,35/2 + 12,15 \times 2,40^2/2 + 8,7 \times 1,30 \times 3,05 + 1,35 \times 2,35$$

$$R_B = 26,130 \text{ KN}$$

$$R_A = 34,275 \text{ KN}$$

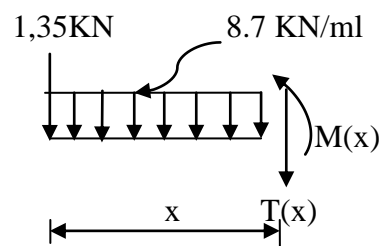
➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ Efforts tranchants :

- **Tronçon (1-2) : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,35 \text{ m}$**

- $T(x) = -1,35 - 8,7(x)$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x = 0 & \longrightarrow T(0) = -1,35 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,35 & \longrightarrow T(2,35) = -21,80 \text{ KN} \end{array} \right.$$



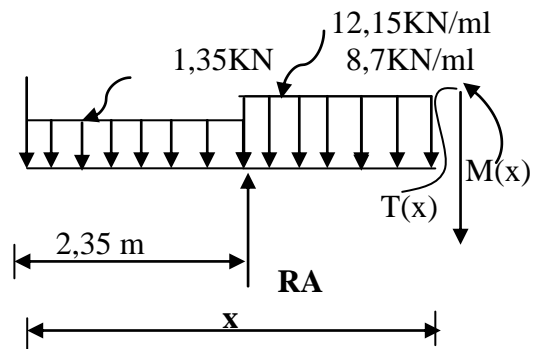
Chapitre III:

Calcul des éléments

- **Tronçon (2-3) : $2,35 \text{ m} \leq x \leq 4,75 \text{ m}$**

$$T(x) = 34,275 - 1,35 - 8,7(2,35) - 12,15(x - 2,35)$$

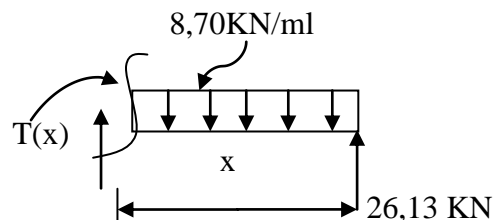
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2,35 \longrightarrow T(2,35) = 12,48 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,75 \longrightarrow T(4,75) = -16,68 \text{ KN} \end{cases}$$



- **Tronçon (4-3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,3 \text{ m}$**

$$T(x) = 8,7(x) - 26,13$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -26,13 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,35 \text{ m} \longrightarrow T(1,30) = -14,82 \text{ KN} \end{cases}$$



✓ **Le moment fléchissant :**

- **Tronçon (1-2) : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,35 \text{ m}$**

$$M(x) = -8,7 \frac{x^2}{2} - 1,35(x)$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 0 &\longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 2,35 &\longrightarrow M(2,35) = -27,19 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Tronçon (2-3) : $2,35 \text{ m} \leq x \leq 4,75 \text{ m}$**

$$M(x) = 34,275 \times (x - 2,35) - 1,35 \times (x) - 8,70 \times 2,35 \times (x - 2,35 / 2) - \frac{12,15}{2} (x - 2,35)^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 2,35 \text{ m} &\longrightarrow M(2,35) = -27,19 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 4,75 \text{ m} &\longrightarrow M(4,75) = -32,23 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Tronçon (4-3) : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,30 \text{ m}$; $M(x) = -8,7 \frac{x^2}{2} + 26,13(x)$**

$$\begin{aligned} \text{Pour } x = 0 \text{ m} &\longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1,30 \text{ m} &\longrightarrow M(1,30) = 26,62 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Le moment max :

$$M_{s, \max} = 32,23 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \times 32,23 = 27,40 \text{ KN.m}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 32,23 = -9,67 \text{ KN m}$$

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

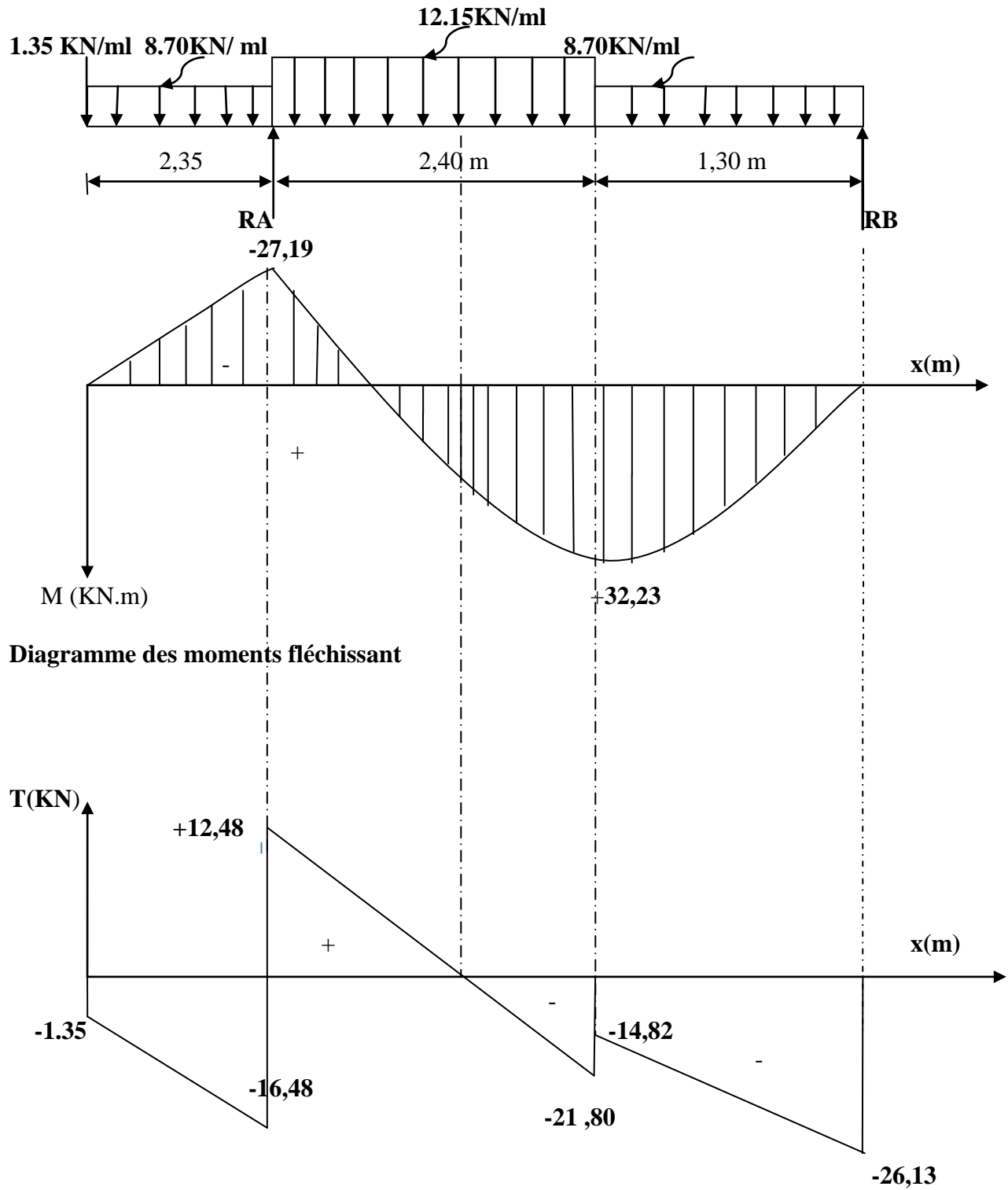
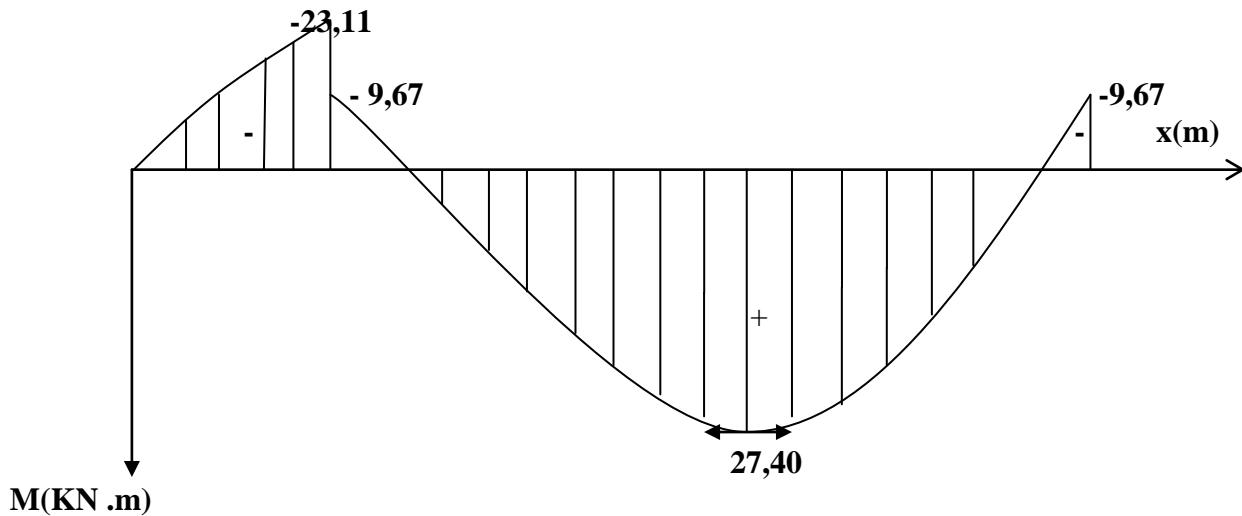


Diagramme des efforts tranchants**Diagramme du moment corrigé****Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS****3-7) Vérification à l'ELS :****➤ Etat limite de résistance de béton à la compression :**

(Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **• En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,77}{100 \times 23} = 0,29 \quad K_1 = 43,48 \text{ et } \beta_1 = 0,915$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{27,40 \times 10^3}{0,915 \times 23 \times 6,77} = 192,31 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,21}{43,48} = 4,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 23} = 0,174 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 58,53 \text{ et } \beta_1 = 0,932$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9,67 \times 10^3}{0,932 \times 23 \times 3,14} = 183,57 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183,57}{58,53} = 3,136 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (25 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,70 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 27,40 kN.m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ; (M₀ = 32,23 kN.m)

A : section des armatures ;

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{370} = 0,0676 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{370} = 0,0676 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27,40}{10 \times 32,23} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,00428 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.
- Les deux autres volées d'escalier des RDC seront ferrillées comme la volée intermédiaire calculée ci-dessus.

Chapitre III:

Calcul des éléments

Calcul de l'escalier de l'étage courant :

➤ **2Volée** (H = 1,53m)

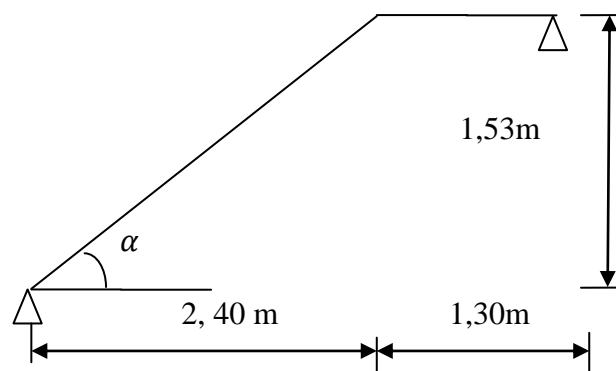
On prend la hauteur des contre marches h = 17 cm

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches m = n - 1 = 8marches.

On prend le girant g = 27 cm

L = g × m = 27 × 8 = 216 cm



❖ **Vérification de la loi de Blondel :**

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

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} = 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Dimensionnement de la paillasse :**

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{240}{\cos 32,52^\circ} = 284,63 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 284,63 + 130 = 414,63 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{414,63}{30} \leq e_p \leq \frac{414,63}{20} \Rightarrow 13,82 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,73 \text{ cm}$$

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

Chapitre III:

Calcul des éléments

❖ 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 répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1) Charges permanentes :

➤ Palier:

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en béton	20	25	5,00
			G_{total} = 6,20 KN/m²

Tableau : charges permanentes de palier

➤ paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,2}{\cos 32,52^\circ} = 5,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Revêtement carrelage : } \dots\dots\dots 0,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Lit de sable : } \dots\dots\dots 0,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du garde-corps : } \dots\dots\dots 10 \times 0,02 \times 1 = 0,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\mathbf{G_{total} = 9,65 \text{ KN/m}^2}$$

2) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Combinaison de charges :

$$\mathbf{\text{Palier : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,20 + 1,5 \times 2,5 = 12,12 \text{ KN/ml.}}$$

$$\mathbf{\text{Paillasse : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,65 + 1,5 \times 2,5 = 16,78 \text{ KN/ml}}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

➤ Calcul des efforts internes :

○ Réactions d'appuis :

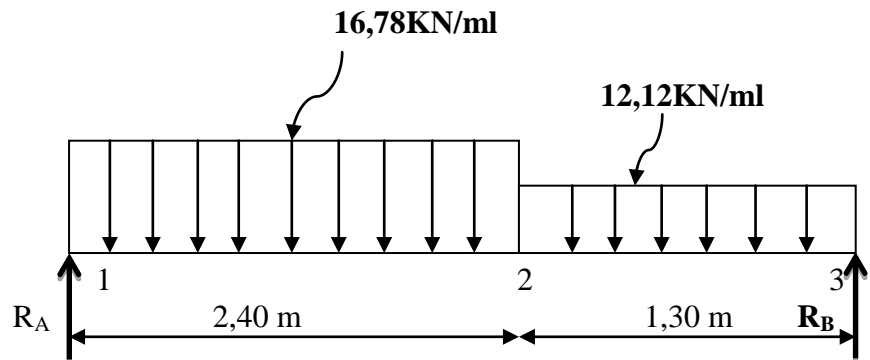


Fig: Schema statique de l'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 16,78 \times 2,40 + 12,12 \times 1,30 = 56,03 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3,70 = + 16,78 \times 2,40 \times 2,40/2 + 12,12 \times 1,30 \times 3,05$$

$$R_B = 26,05 \text{ KN}$$

$$R_A = 29,98 \text{ KN}$$

➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ Efforts tranchants :

○ Tronçon (1-2) : 0 m ≤ x ≤ 2,40 m

$$○ T(x) + 29,98 - 16,78 (x) = 0$$

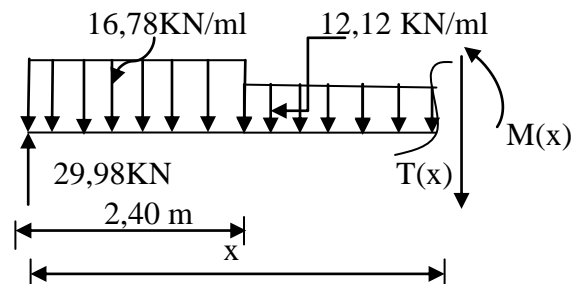
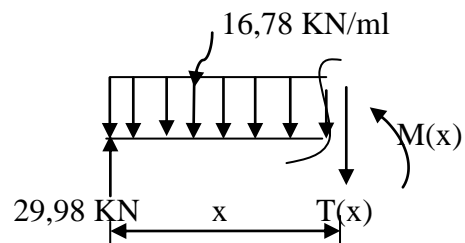
$$○ T(x) = -16,78 (x) + 29,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow T(0) = 29,98 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,40 \Rightarrow T(2,40) = -10,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

○ Tronçon (2-3) : 2,40 m ≤ x ≤ 3,70 m

$$T(x) = -16,78 (2,4) - 12,12 (x - 2,40) + 29,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,40 \Rightarrow T(2,4) = 10,29 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,70 \Rightarrow T(3,70) = -26,05 \text{ KN} \end{array} \right.$$



Chapitre III:

Calcul des éléments

✓ **Le moment fléchissant :**

○ **Tronçon (1-2) : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$**

$$M(x) = -16,78 \frac{x^2}{2} + 29,98(x)$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad \Rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2,40) = 23,63 \text{ KN m}$$

○ **Tronçon (2-3) : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$**

$$M(x) = (29,98 \times x) - (16,78 \times 2,4) \times (x - 1,2) - 12,12 \frac{(x-2,4)^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2,40) = 23,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3,70 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(3,70) = 0 \text{ KN.m}$$

Le moment max :

$$T(x) = + 29,98 - (16,78 \times 2,40) - (12,12 \times (x - 2,40)) \Rightarrow \quad x = 1,85 \text{ m}$$

$$M(x = 1,85 \text{ m}) = -16,78 \times \frac{1,85^2}{2} + 29,98 \times (1,85) \Rightarrow M_{\max} = 26,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 26,75 \text{ KN.m}$$

Prenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

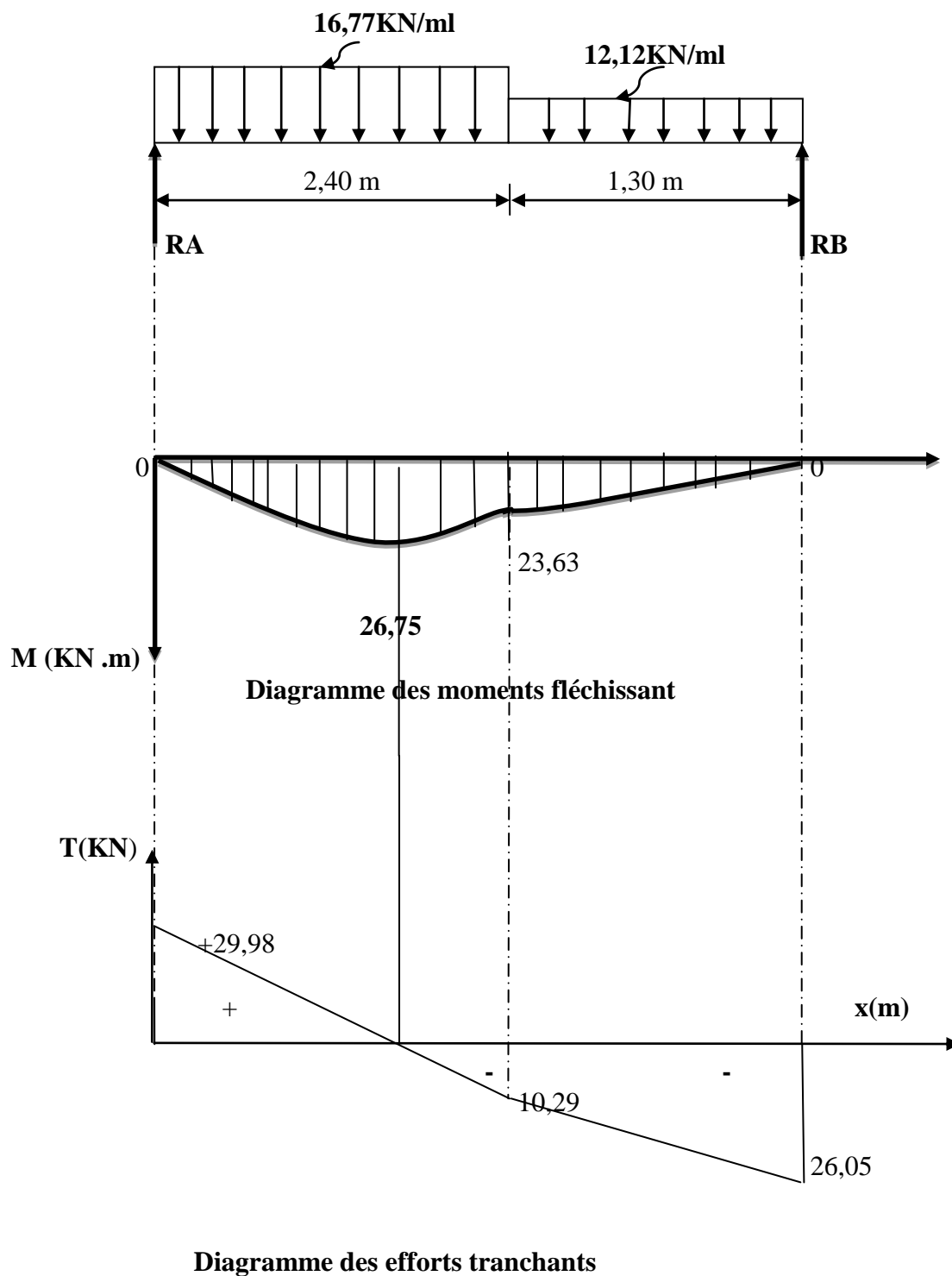
$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 26,75 = 22,73 \text{ KN m}$$

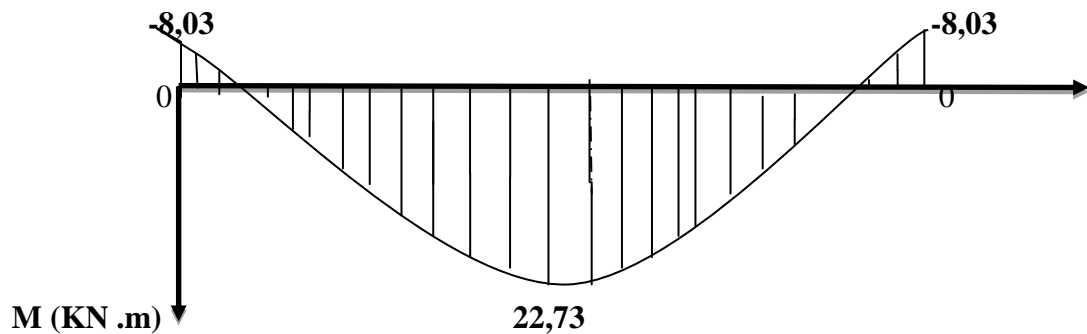
$$M_{\text{appui}} = - 0,3 \times 09,78 = - 8,03 \text{ KN m}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:



**Diagramme du moment corrigé****❖ Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

a) En travée:

$$M_u^t = 22,73 \text{ KN.m}$$

- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{22,73 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,049 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22,73 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm² avec un espacement **S_t = 20 cm**

- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement **S_t = 25 cm**.

b) En appui :

- Armatures principales :**

$$M_u^a = 8,03 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,03 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,03 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 /ml = 3,14 cm²** , avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de repartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA 8 /ml = 2,51 cm²** , avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les vérifications à l'ELU :**

➤ **Vérification du non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1,2 /BAEL 91 modifié 99]**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal
 $T_u = 29,98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{29,98 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{Avec } a = 0,9 \times d$$

$$T_{\max} = 29,98 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u} = \frac{29,98 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times 3,14 \times 6} = 0,810 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = 0 \times 6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.} \quad \Rightarrow L_a = 15 \text{ cm}$$

❖ **Calcul à l'ELS:**

➤ **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = G + Q = 6,20 + 2,5 = 8,7 \text{ KN/ml.}$

Paillasse : $q_u = G + Q = 9,65 + 2,50 = 12,15 \text{ KN/ml}$

Mur ext : $P_u = 1,49 \text{ KN/ml}$

Chapitre III:

Calcul des éléments

➤ Calcul des efforts internes :

○ Réactions d'appuis :

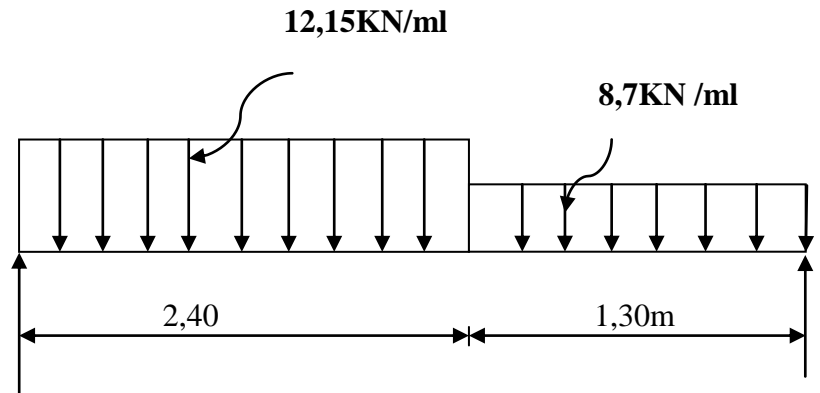


Fig: schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 12,15 \times 2,4 + 8,7 \times 1,30 = 40,47 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3,70 = 12,15 \times 2,4 \times 1,2 + 8,7 \times 1,30 \times 3,05$$

$$R_B = 18,87 \text{ KN}$$

$$R_A = 21,60 \text{ KN}$$

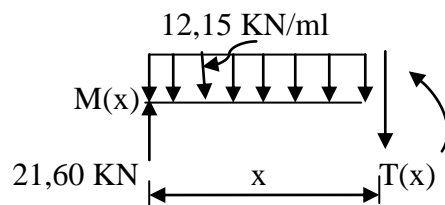
➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ Efforts tranchants :

○ Tronçon (1-2) : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

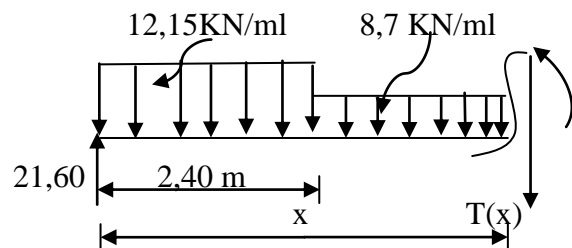
$$T(x) + 21,60 - 12,15(x) = 0$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow T(0) = 21,60 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 2,40 & \Rightarrow T(2,4) = -7,56 \text{ KN} \end{cases}$$



○ Tronçon (2-3) : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) = -12,15(2,4) - 8,7(x - 2,40) + 21,60 \\ \text{Pour } x = 2,40 & \Rightarrow T(2,40) = -7,56 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,70 & \Rightarrow T(3,70) = -18,87 \text{ KN} \end{cases}$$



Chapitre III:

Calcul des éléments

✓ **Le moment fléchissant :**

○ **Tronçon (1-2) :** $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

$$M(x) = -12,15 \frac{x^2}{2} + 21,60(x)$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN m}}$$

$$\text{Pour } x = 2,4 \text{ m} \Rightarrow M(2,4) = \mathbf{16,85 \text{ KN.m}}$$

○ **Tronçon (2-3) :** $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,70 \text{ m}$

$$\text{○ } M(x) = (21,60x) - (12,15 \times 2,4) \times (x - 1,2) - 8,7 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 2,40 \text{ m} \Rightarrow M(2,40) = \mathbf{16,85 \text{ KN m}}$$

$$\text{Pour } x = 3,70 \text{ m} \Rightarrow M(3,70) = \mathbf{-0 \text{ KN m}}$$

Le moment max :

$$T(x) = 0 \Rightarrow 21,60 - 12,15 x = 0 \Rightarrow x = 1,78 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = -12,15 \times \frac{1,78^2}{2} + 21,60 \times 1,78$$

$$M_{\text{u max}} = 19,20 \text{ KN .m}$$

En tenant compte des semi encastresments les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 19,20 = 16,32 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \times 19,20 = -5,76 \text{ KN m}$$

Chapitre III:

Calcul des éléments

- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

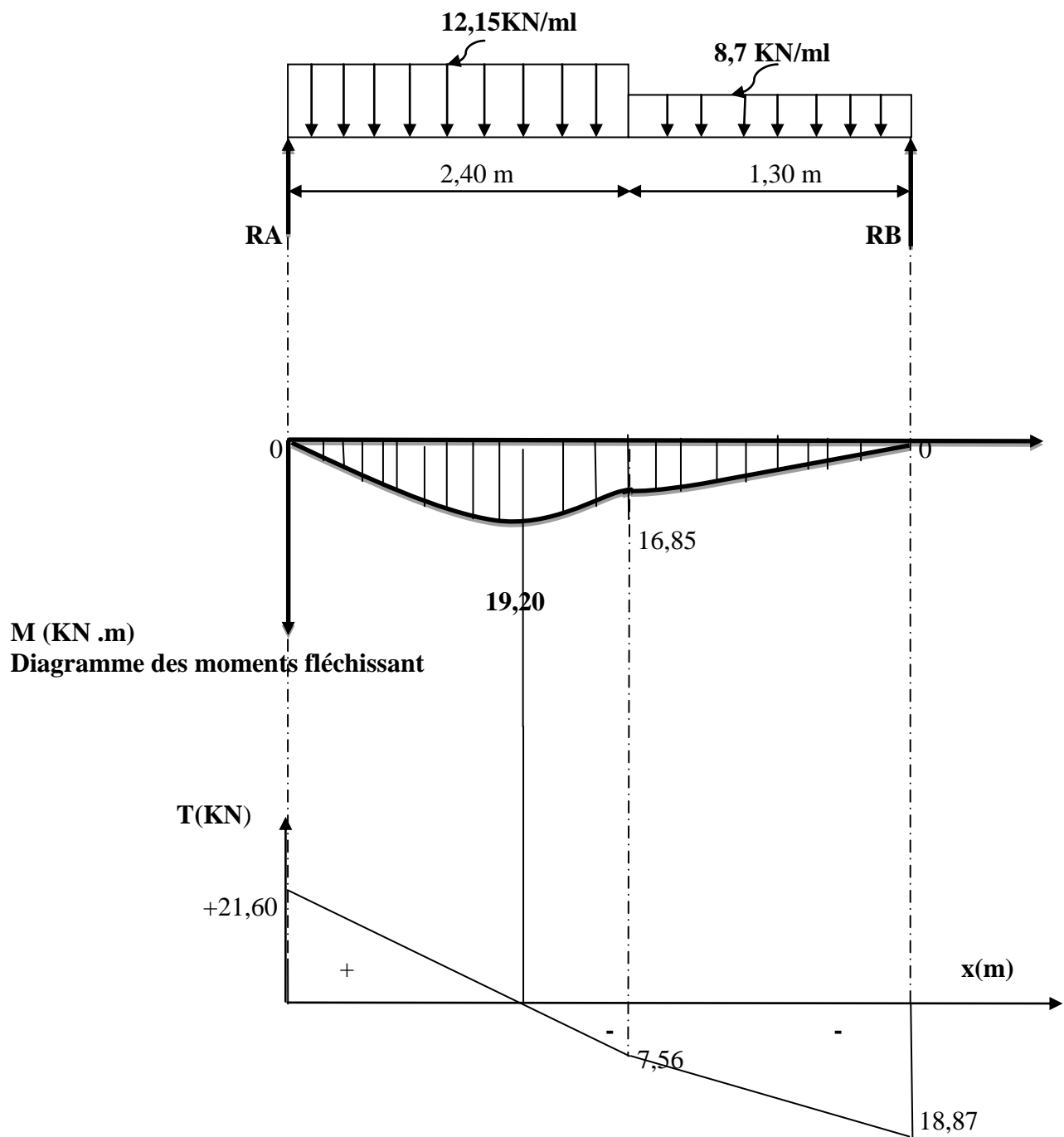
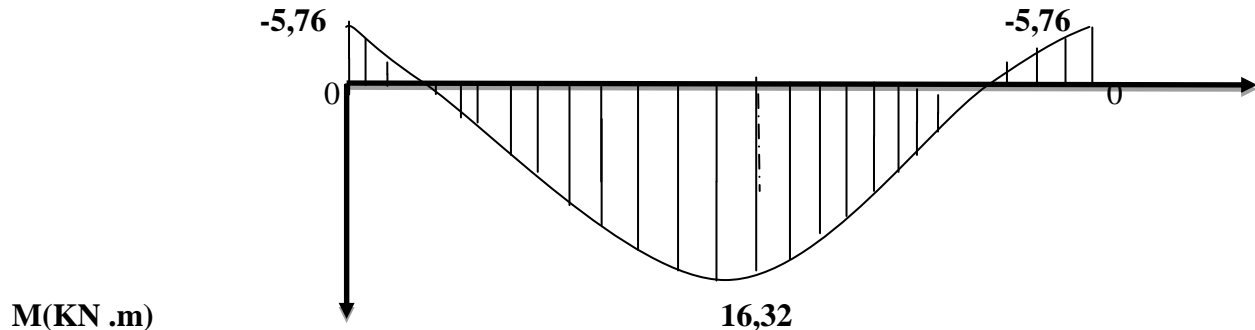


Diagramme des efforts tranchants**Diagramme du moment corrigé****Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.****❖ Vérification à l'ELS :****➤ Etat limite de résistance de béton à la compression :**

(Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,77}{100 \times 18} = 0,376 \Rightarrow K_1 = 37,04 \text{ et } \beta_1 = 0,905$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,32 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 6,77} = 147,98 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147,98}{37,04} = 4,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \Rightarrow K_1 = 58,53 \text{ et } \beta_1 = 0,932$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

Chapitre III:

Calcul des éléments

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,76 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 109,35 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{109,35}{58,53} = 1,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (25 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,70 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 6,01) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ; (M₀ = 7,07 kN.m)

A : section des armatures ;

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

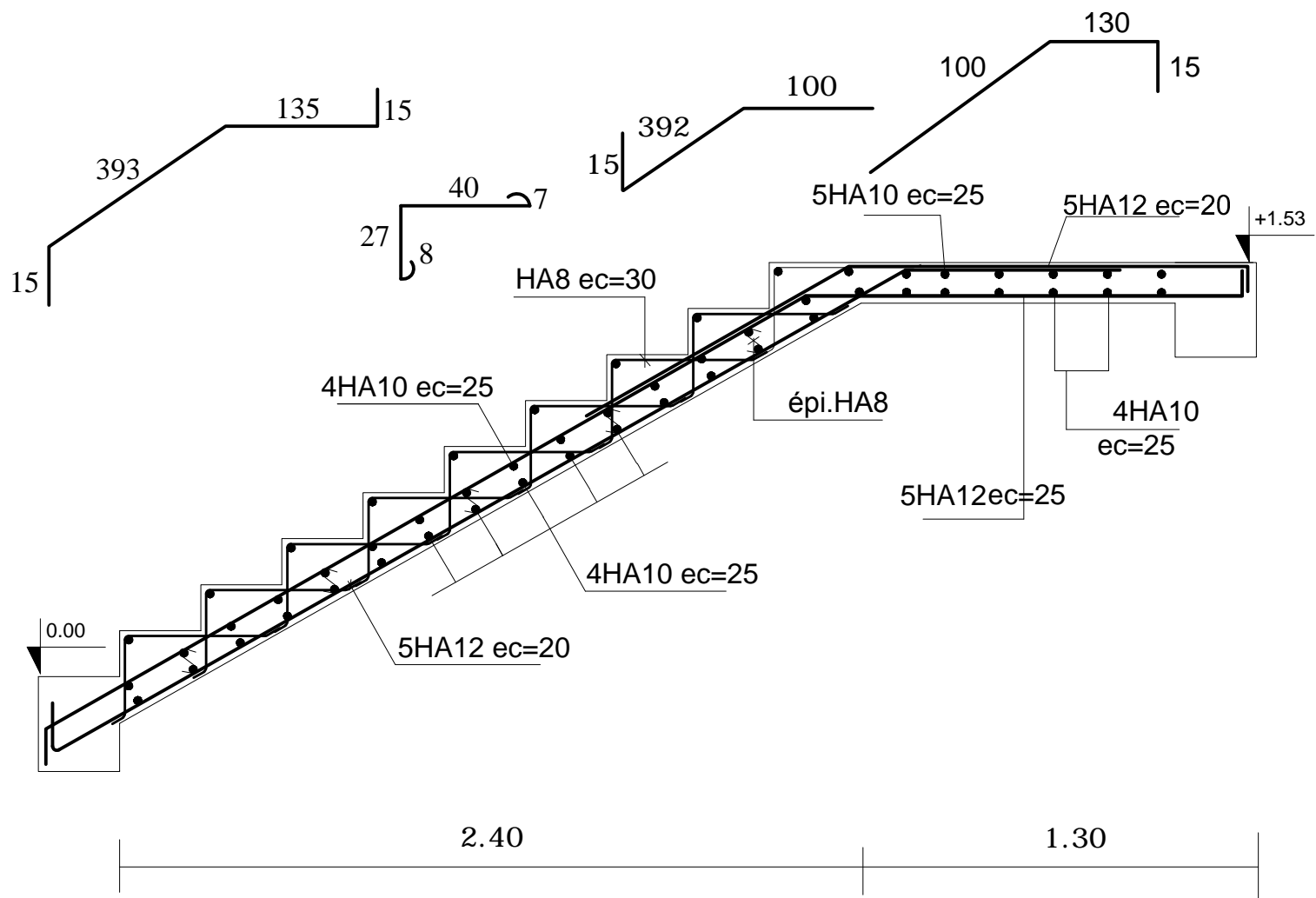
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,054 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,32}{10 \times 19,2} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,77}{100 \times 18} = 0,00376 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferraillage de l'escalier étage courant

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

III-8. Etude de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse est le poids du mur.

Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Dans notre cas on calcul deux poutres palière

1) Etude de la poutre palière (RDC) :

➤ pré dimensionnement :

On dimension la poutre palière par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Et} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée libre de la poutre

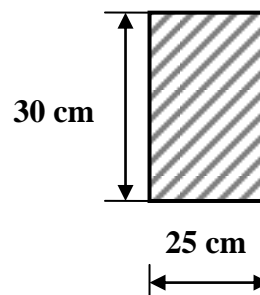
h_t : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

• Hauteur de la poutre :

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 22 \leq h_t \leq 35,5 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$



• Largeur de la poutre :

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

On adopte $b = 25 \text{ cm}$

• Vérification avec RPA99 (Art 7.5.1.5)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Chapitre III :

Calcule des éléments

➤ **détermination des charges et surcharges :**

La poutre palière sera sollicitée par :

- **Charges permanentes :**

Son poids propre : $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ KN/ml}$

G = 1,88KN/ml

- **Effort tranchant à l'appui :**

E.L.U : $T_u = R_B = 38,17 \text{ KN}$

E.L.S : $T_s = R_B = 26,13 \text{ KN}$

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

A L'E.L.U $q_u = 1,35 \times G + T_u/1 = 1,35 \times 1,88 + 38,17$
 $q_u = 40,71 \text{ KN/ml}$

à L'E.L.S : $q_s = G + T_s/1 = 1,88 + 26,13$
 $q_s = 28,01 \text{ KN/ml}$

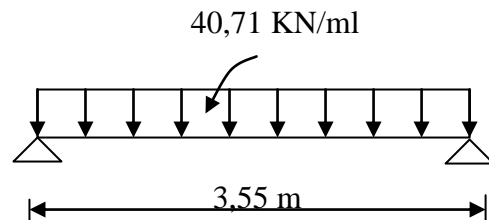
➤ **Calcul à L'E.L.U :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{40,71 \times 3,55}{2} = 72,26 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$\text{➤ } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{40,71 \times (3,55)^2}{8} = 64,13 \text{ KN.m}$$



- **Moments corrigés :**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

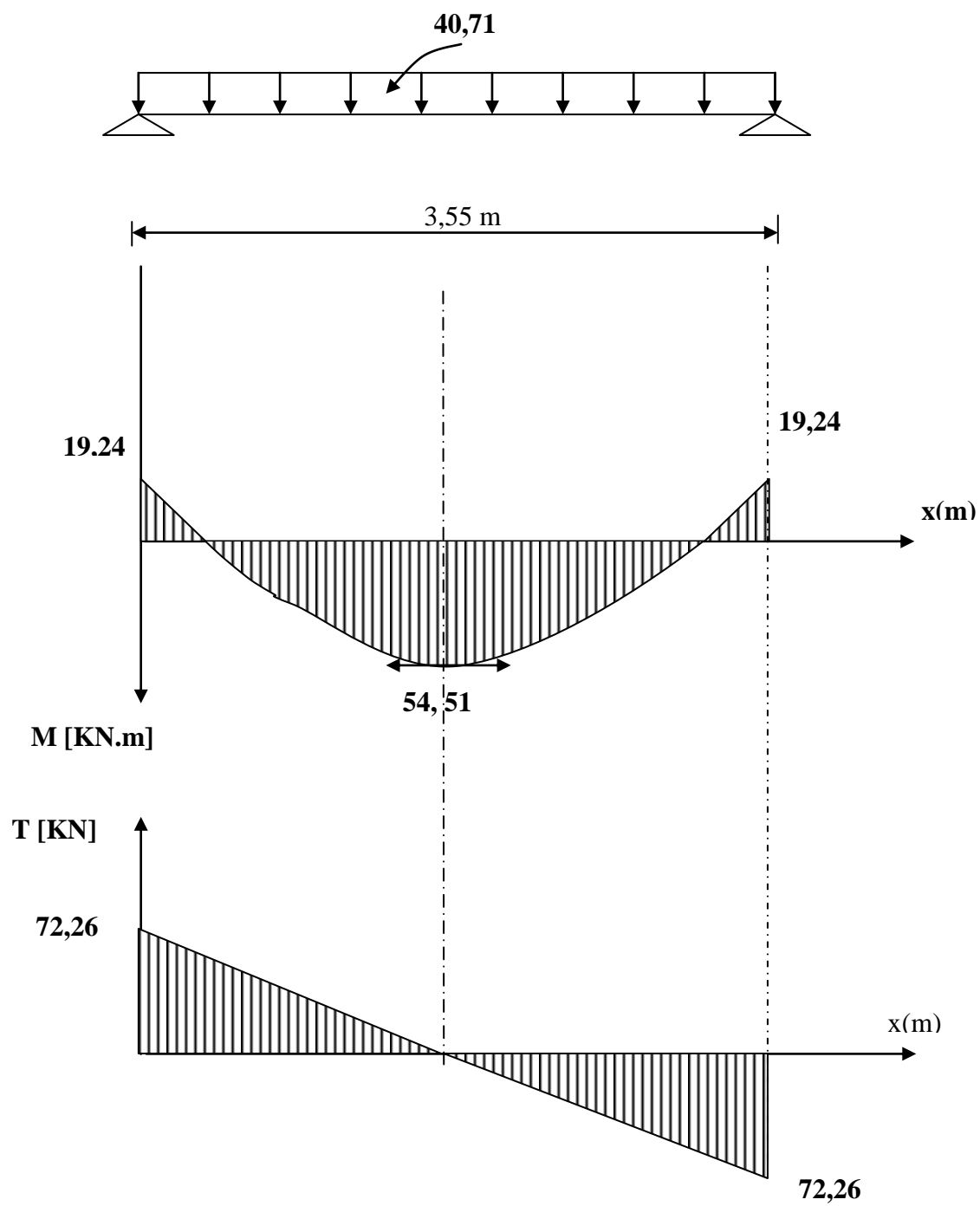
$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 64,13 \times 0,85 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_t = 54,51 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 64,13 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_a = -19,24 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u^{\max} = 72,26 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



Chapitre III : Calcul des éléments

➤ ferrailage a L'E.L.U :

- calcul des armatures principales :

- En travée : ($M_t = 54.51 \text{ KNm}$)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec: } d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}; b = 25 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mu = \frac{54,51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,196 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,196 \rightarrow \beta = 0,890$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54,51 \times 10^3}{0,890 \times 28 \times 348} = 6,29 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons pour : **6HA12 = 6,78 cm²**

- Aux appuis : ($M_a = 19,24 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,24 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,069 \rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,24 \times 10^3}{0,9645 \times 28 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3 HA12 = 3,39 cm²**

Remarque :

Le RPA exige que le % total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section.

$$\text{D'où } A_t + A_a = 6,78 + 3,39 = 10,17 \text{ cm}^2$$

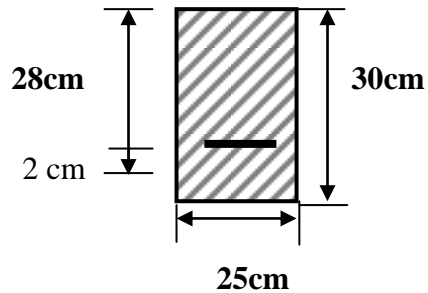
$$\frac{0,5b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Donc : $10,17 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ vérification (BAEL91) :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$



Chapitre III :

Calcul des éléments

$$\begin{cases} A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{72,26 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < 3,33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{72,26 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 6 \times 3,14 \times 12} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivant :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ h/35 ; b/10 ; \varnothing_l \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ 0,857 ; 2,5 ; 1,2 = 8 \text{ mm} \right\}$$

Soit $\varnothing = 8 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un cadre et un étrier en HA8 = 2,01 cm²

(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2

• Espacement :

• Zone nodale :

$$e \leq \min \left\{ h/4 ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ 7,5 ; 14,4 ; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

• Zone courante :

$$e \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ Soit: } e = 15 \text{ cm}$$

• Quantité d'armatures transversales :

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2 ; 2,01 > 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{28,01 \times 3,55}{2} = 49,72 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{28,01 \times (3,55)^2}{8} = 44,12 \text{ KN.m}$$

- **Moments corrigés :**

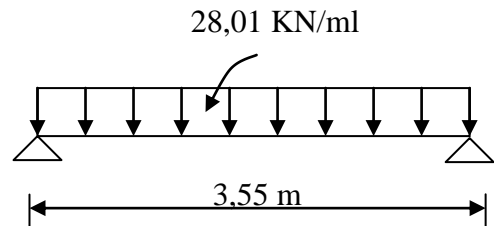
En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 44,12 \times 0,85 \Rightarrow \quad \mathbf{M_t = 37,5 \text{ KN.m}}$$

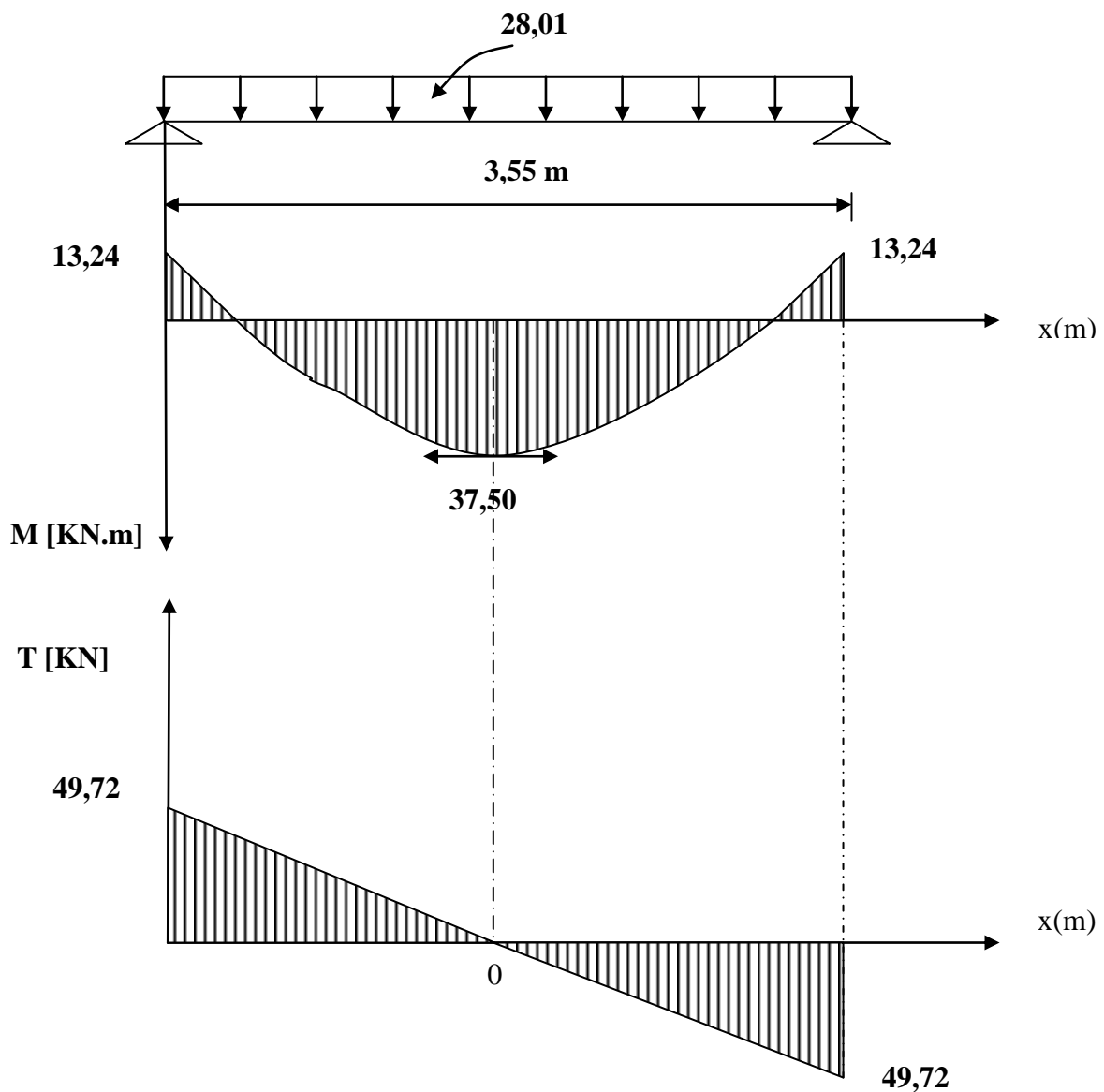
$$\text{Aux appuis : } M_a = - 0,3 \times M_0 = - 0,3 \times 44,12 \Rightarrow \quad \mathbf{M_a = -13,24 \text{ KN.m}}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u^{\max} = 49,72 \text{ KN}$$



➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



➤ Vérification a L'E.L.S :

• Etat limite de service d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe400

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$\alpha \leq \frac{\nu-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \nu = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	$\nu = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha \leq \frac{\nu-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	observation
En travée	54,51	37,50	1,45	0,48	0,2753	vérifiée
Aux appuis	19,24	13,24	1,45	0,48	0,0907	vérifiée

❖ Vérification de la flèche :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,55m) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 37,5\text{KN.m}$) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ; ($M_0 = 44,12\text{KN.m}$)

A : section des armatures ;

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{355} = 0,0845 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{355} = 0,0845 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{37,5}{10 \times 44,12} = 0,0849 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,78}{25 \times 28} = 0,0096 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

2) Etude de la poutre palière (étage courant) :**➤ pré dimensionnement :**

On dimension la poutre palière par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \\ \text{Et} \end{array} \right.$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée libre de la poutre

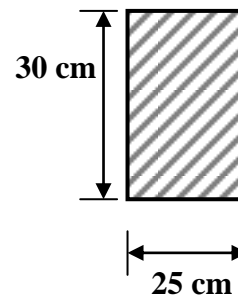
h_t : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

- Hauteur de la poutre :**

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24,67 \leq h_t \leq 37 \text{ cm}$$

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$



- Largeur de la poutre :**

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

On adopte $b = 25 \text{ cm}$

- Vérification avec RPA99 (Art 7.5.1.5)**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

➤ détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Charges permanentes :**

Son poids propre : $25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,88 \text{ KN/ml}$

Chapitre III :

Calcul des éléments

$$G = 1,88 \text{ KN/ml}$$

- Effort tranchant à l'appui :

$$\text{E.L.U} : T_u = R_B = 29,98 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S} : T_s = R_B = 26,05 \text{ KN}$$

- Combinaison des charges et surcharges :

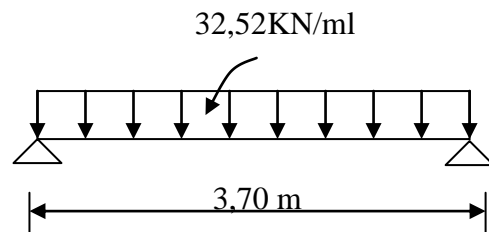
$$\text{A L'E.L.U: } q_u = 1,35 \times G + T_u/1 = 1,35 \times 1,88 + 29,98$$
$$q_u = 32,52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A L'E.L.S : } q_s = G + T_s/1 = 1,88 + 18,87$$
$$q_s = 20,75 \text{ KN/ml}$$

- Calcul à L'E.L.U :

- Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{32,52 \times 3,70}{2} = 60,16 \text{ KN}$$



- Moment isostatique :

$$\text{➤ } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32,52 \times (3,70)^2}{8} = 55,65 \text{ KNm}$$

- Moments corrigés :

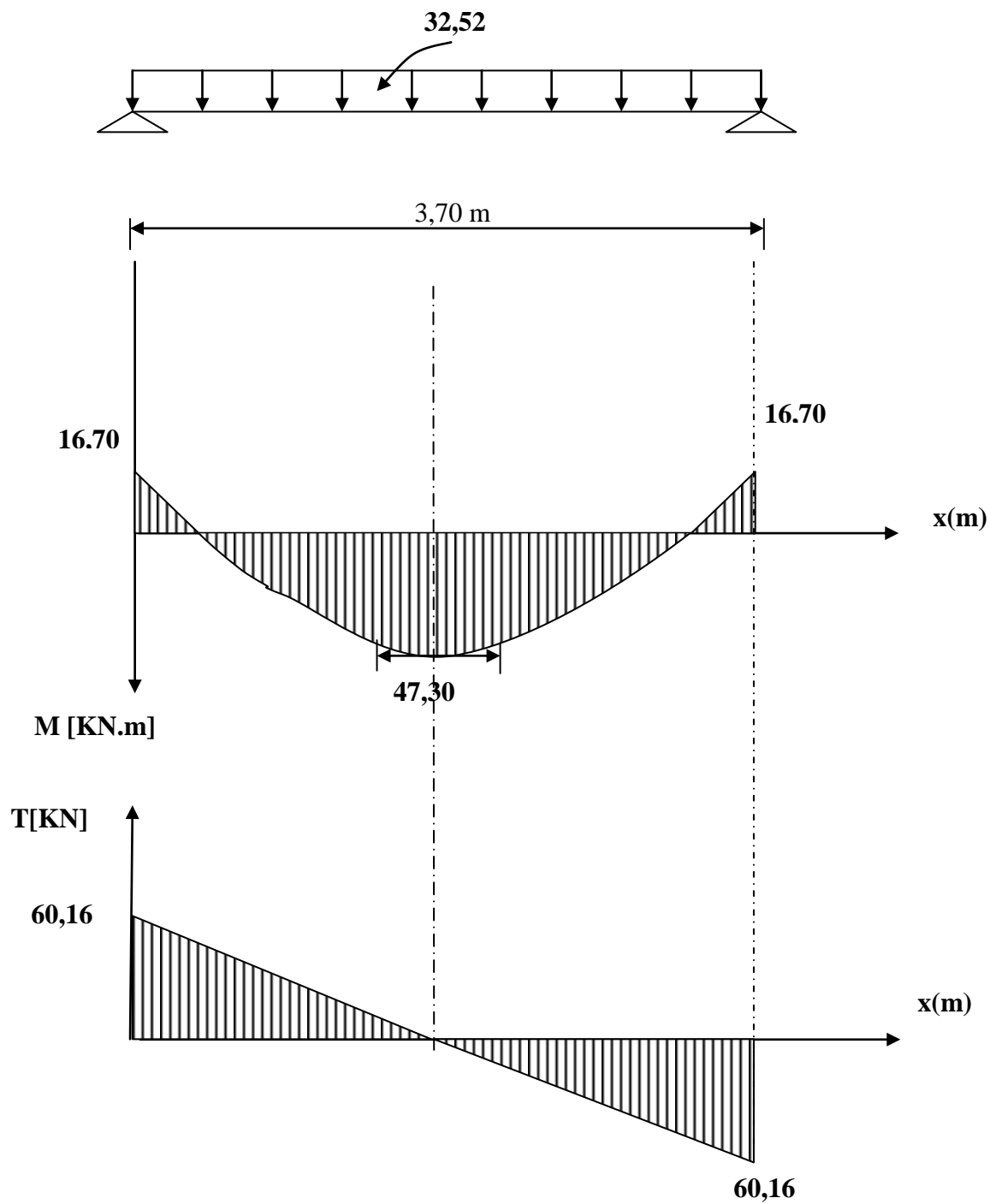
En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 55,65 \times 0,85 \quad \Rightarrow \quad M_t = 47,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 55,65 \quad \Rightarrow \quad M_a = -16,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u^{\max} = 60,16 \text{ KN}$$

➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



➤ **ferraillage a L'E.L.U :**

▪ **calcul des armatures principales :**

- **En travée :** ($M_t = 47,30 \text{ KNm}$)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

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

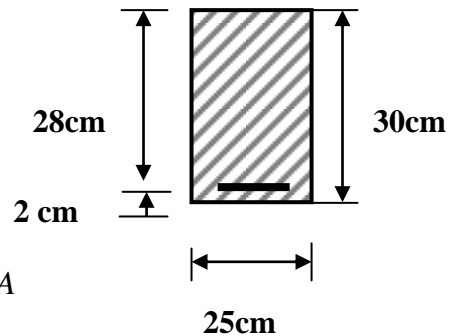
$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\mu = \frac{47,30 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,170 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,170 \rightarrow \beta = 0,906$$

$$A_T = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47,30 \times 10^3}{0,906 \times 28 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2$$



Nous adopterons : **6HA12 = 6,78 cm²**

- **Aux appuis :** ($M_a = 16,70 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,70 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,70 \times 10^3}{0,969 \times 28 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3HA12 = 3,39 cm²**

Remarque :

Le RPA exige que le pourcentage (%) total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section.

$$D'où A_t + A_a = 6,78 + 3,39 = 10,17 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } 10,17 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-8-4-6 vérification (BAEL91) :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{60,16 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} = 0,859 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,859 \text{ MPa} < 3,33 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{60,16 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 6 \times 3,14 \times 12} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivant :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ h/35 ; b/10 ; \varnothing_l \right\}$$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ 0,857 ; 2,5 ; 1,2 \right\} = 8 \text{ mm}$$

Soit $\varnothing = 8 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un cadre et un étrier en HA8 = $2,01 \text{ cm}^2$

(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2

- **Espacement :**

- **Zone nodale :**

$$e \leq \left\{ h/4 ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right\} = \left\{ 7,5 ; 14,4 ; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : **esp = 7 cm**

- **Zone courante :**

$$e \leq h/2 = 30/2 = 15 \quad \text{Soit: } \mathbf{esp = 15 \text{ cm}}$$

- **Quantité d'armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$2,01 > 1,13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q \times l}{2} = \frac{20,75 \times 3,70}{2} = 38,39 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{20,75 \times (3,70)^2}{8} = 35,1 \text{ KNm}$$

- **Moments corrigés :**

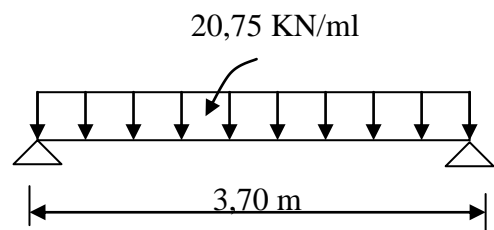
En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 35,51 \times 0,85 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_t = 30,18 \text{ KN.m}}$$

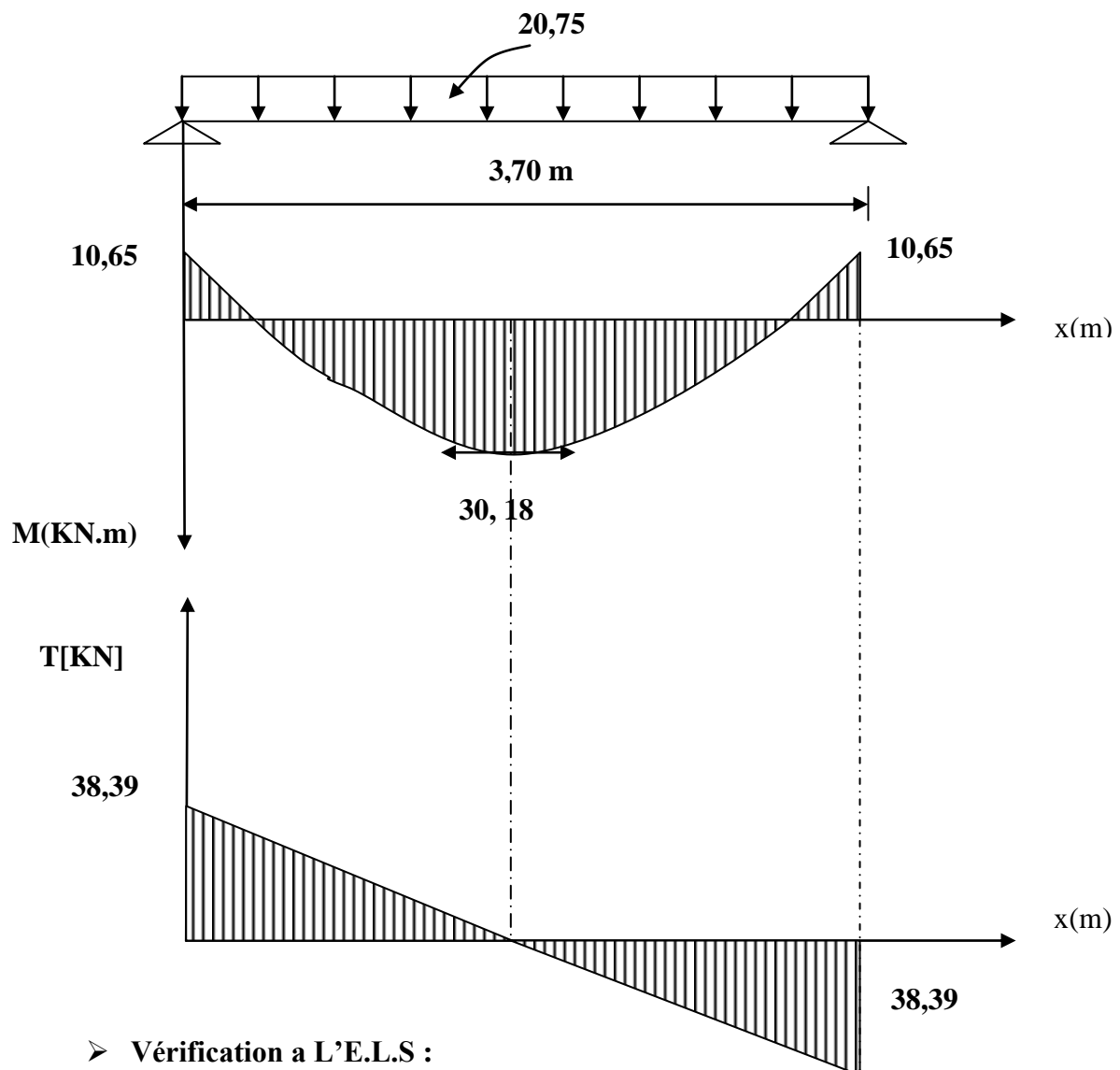
$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 35,51 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_a = -10,65 \text{ KN.m}}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u^{\max} = 38,39 \text{ KN}$$



➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



➤ Vérification a L'E.L.S :

• Etat limite de service d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ II
 n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe400

$$\alpha \leq \frac{\nu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \nu = \frac{M_u}{M_s}$$

Chapitre III :

Calcul des éléments

❖ Vérification de la flèche :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à

l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,70 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 30,18) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ; (M₀ = 35,51 kN.m)

	M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	$\nu = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha \leq \frac{\nu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	observation
En travée	47,30	30,18	1,57	0,54	0,2345	vérifiée
Aux appuis	16,70	10,65	1,57	0,54	0,0774	vérifiée

A : section des armatures ;

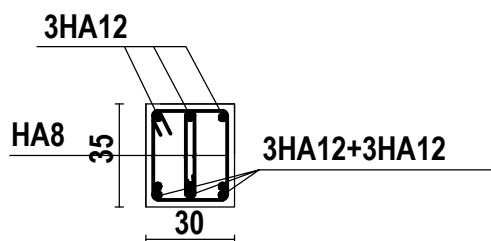
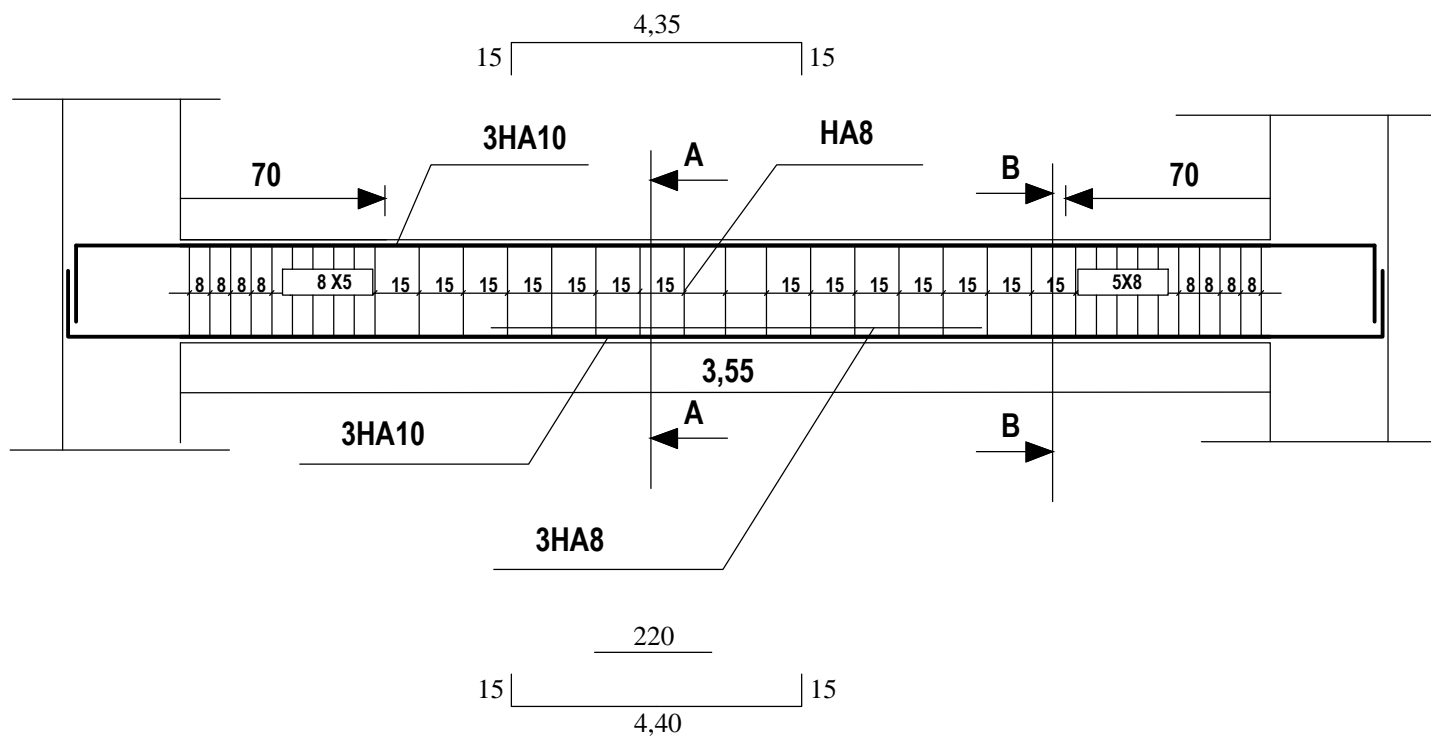
b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

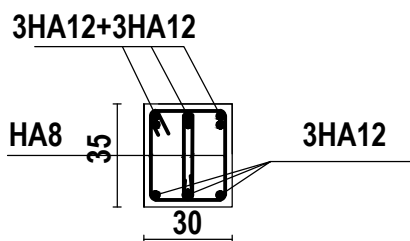
$$\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0,081 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{370} = 0,081 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,18}{10 \times 35,51} = 0,085 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

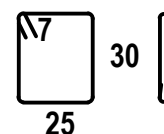
$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,78}{25 \times 28} = 0,0096 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$



Coupe A-A



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

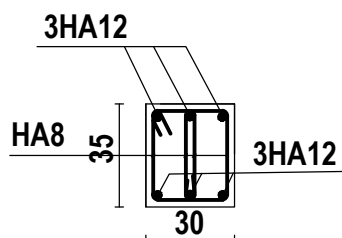
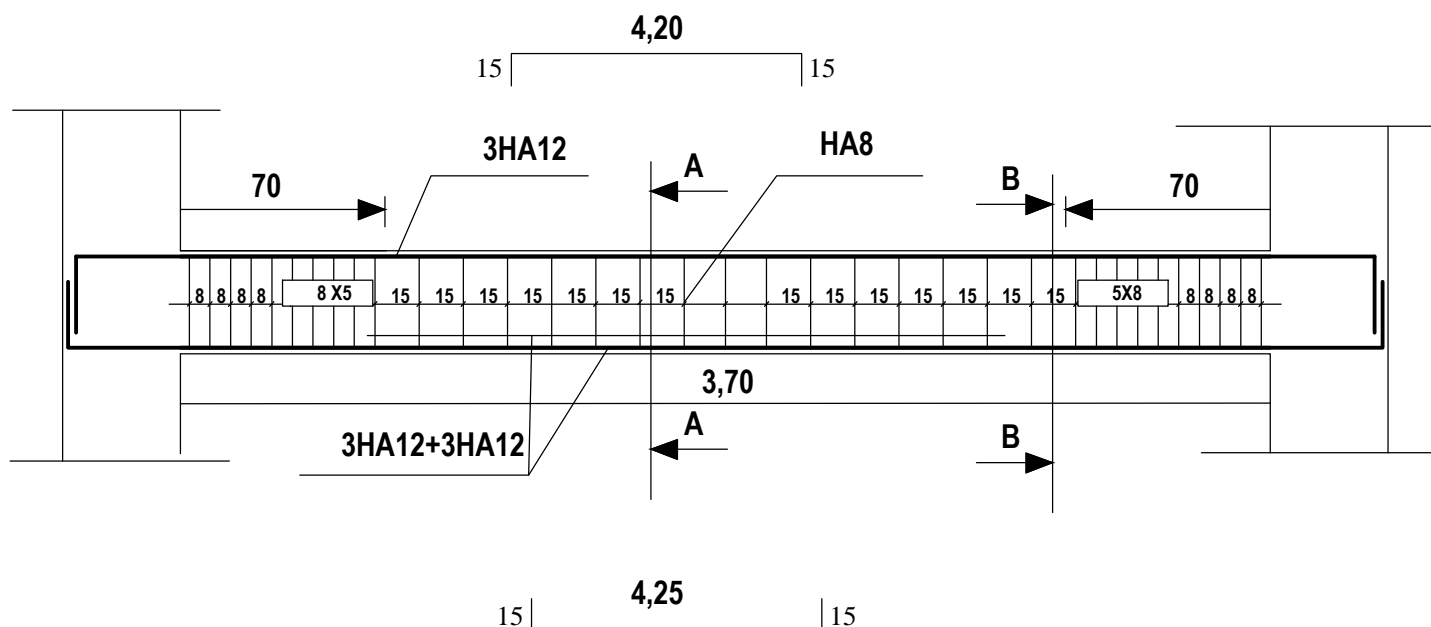
TITRE :

Ferraillage de la poutre palière
de l'étage de service

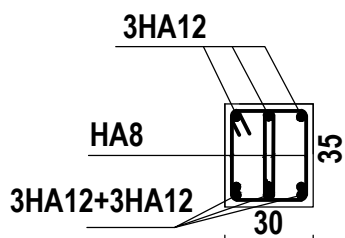
PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

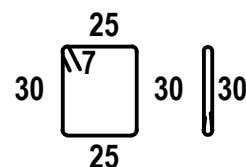
ECHELLE



Coupe B-B



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI.H

TITRE :

Ferraillage de la poutre palière
de l'étage courant

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA

STRUCTURE

Chapitre IV : modélisation de la structure

IV.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 37,74 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

d) Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Chapitre IV : modélisation de la structure

IV.3) Modélisation :

IV.3.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.3.2) Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

IV.3.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

Chapitre IV : modélisation de la structure

IV.3.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



fig IV.1) Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

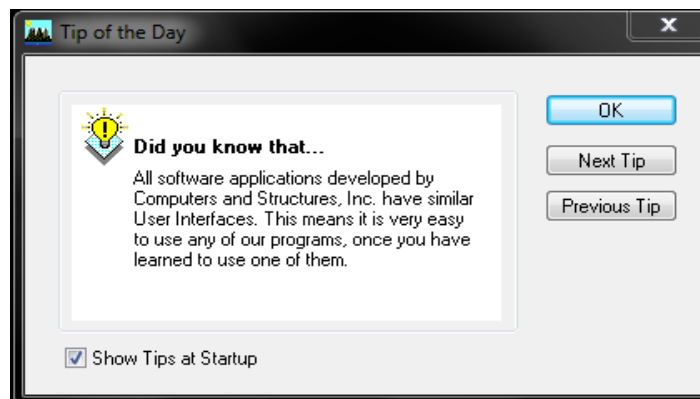


fig IV.2) fenêtre de dialogue.

IV.3.5) Etapes de modélisation :

IV.3.5.1) Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran , on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



fig IV.3) Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

Chapitre IV : modélisation de la structure

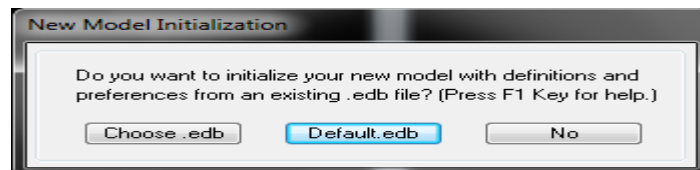


fig IV.4) choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

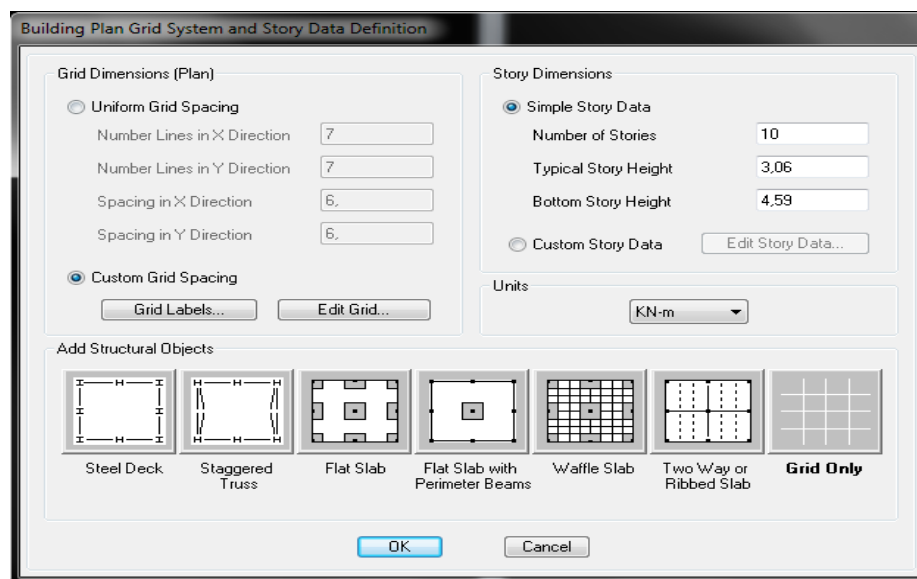


fig IV.5) introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :

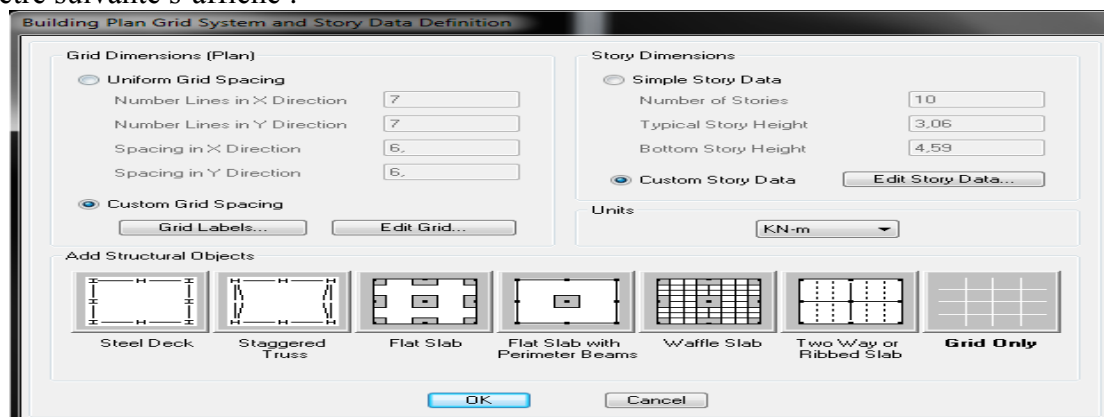


fig IV.5) Introduction le nombre de portiques

Chapitre IV : modélisation de la structure

puis sur **Edit Grid**.

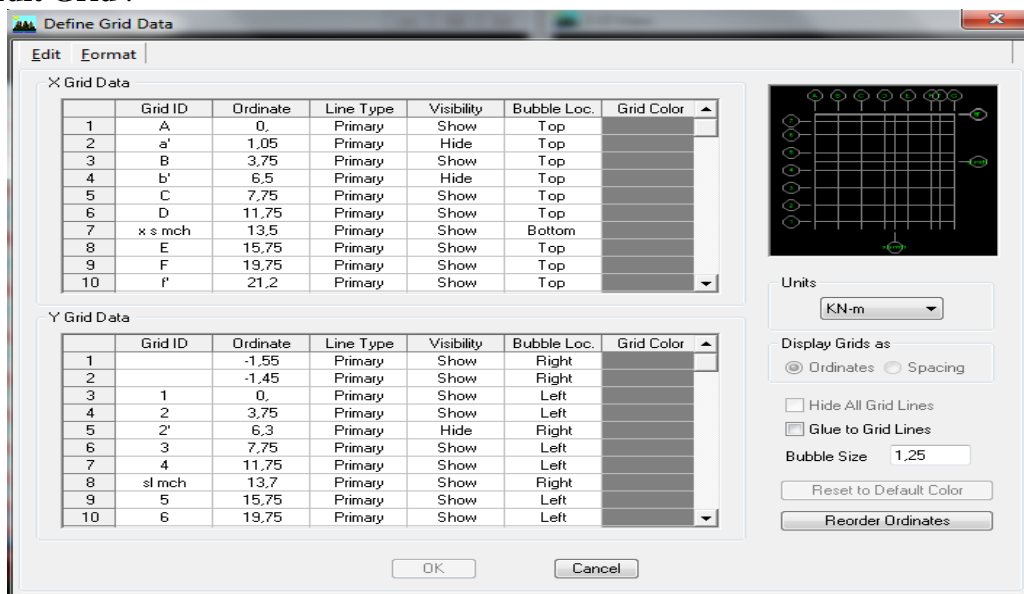


fig IV.6) Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduise le nombre des niveaux. On clique sur simple **story data** et on remplit la case **Number of Story** puis On cauche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :

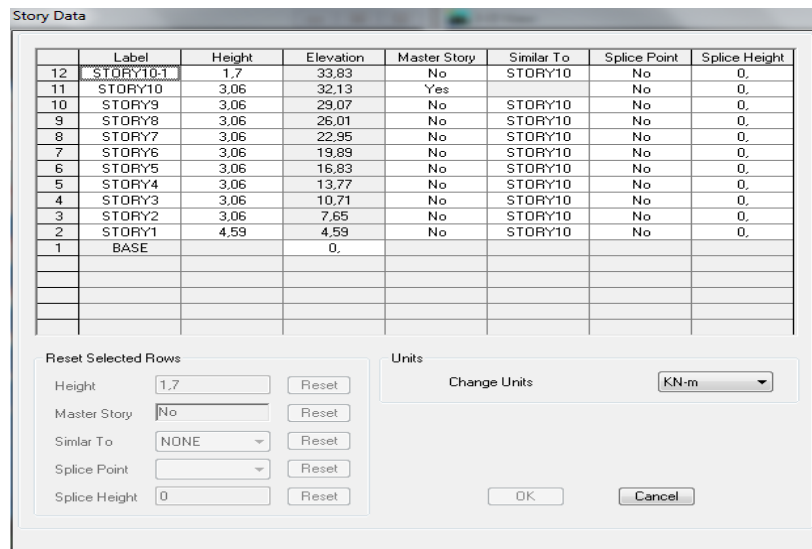


fig IV.7) Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.

Chapitre IV : modélisation de la structure

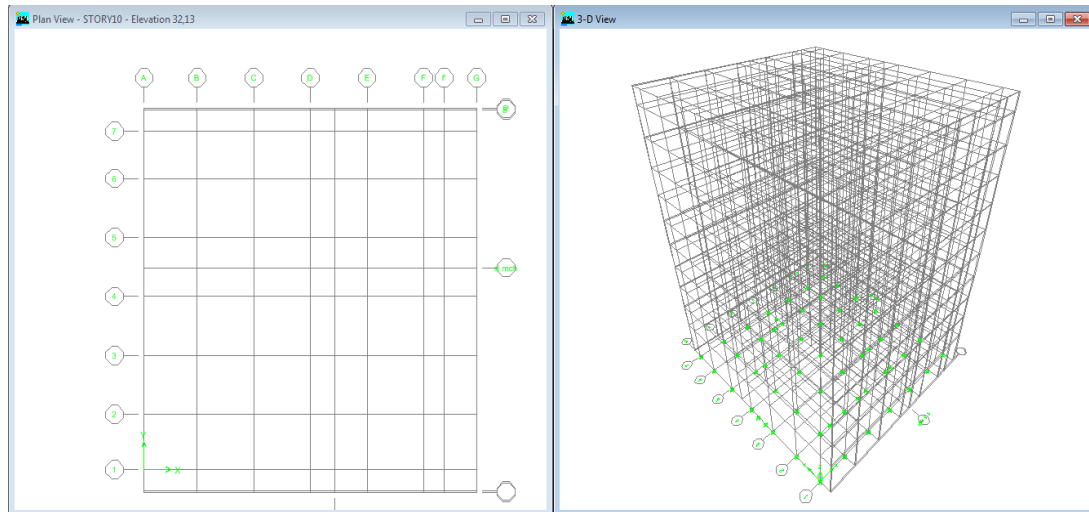


fig IV.8) les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

- pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :

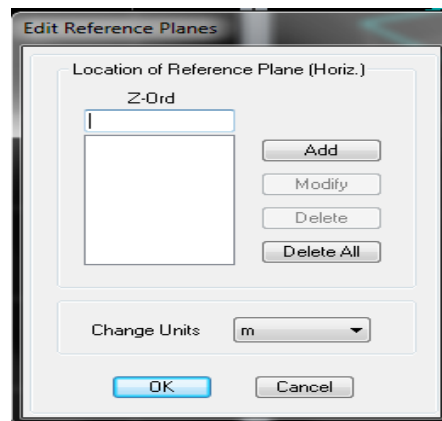



fig IV.9) introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

IV.3.5.2)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Chapitre IV : modélisation de la structure

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionons le matériau **CONC**.

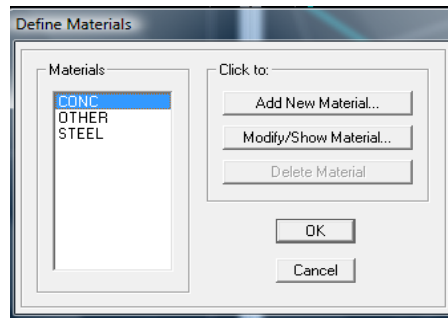


fig IV.10) définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

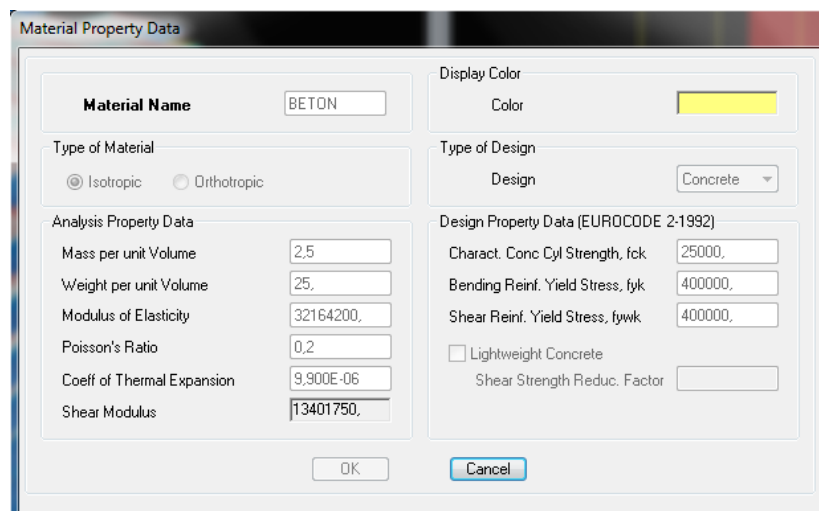


fig IV.11) définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

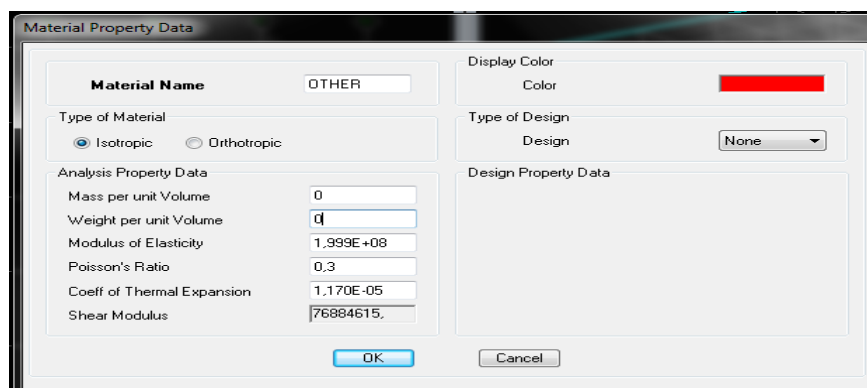


fig IV.12) définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Chapitre IV : modélisation de la structure

Remarque :


On a défini deux type de matériaux pour un but:

Que l'étabs n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernier différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

IV.3.5.3)Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.

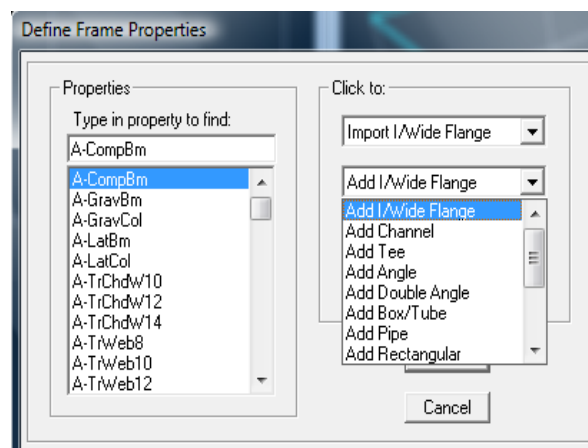


fig IV.13) définition des section

Et on choisit **Material** BETON

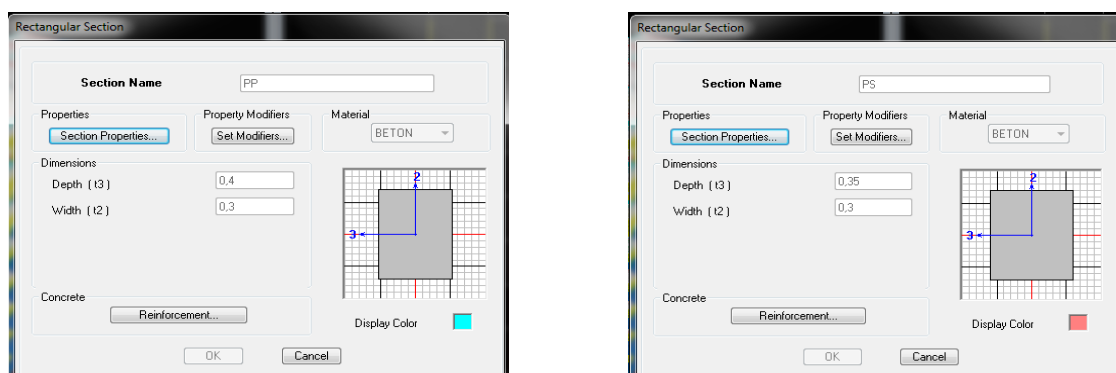


fig IV.14) définition des section rectangulaire

Chapitre IV : modélisation de la structure

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

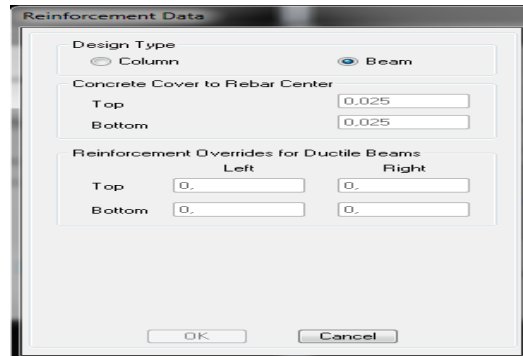


fig IV.15) choix de la nature de la section et l'enrobage

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.

fig IV.16) propriété de la section à considérer

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.
Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

On clique sur  puis **Add Tee**

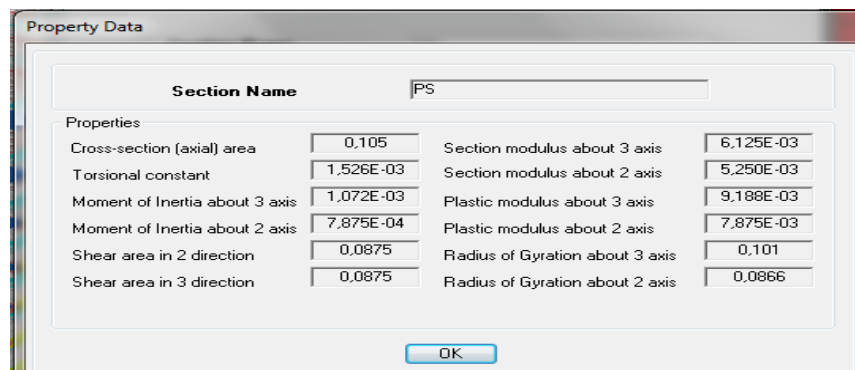


fig IV.17) ajout de la section en Té

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

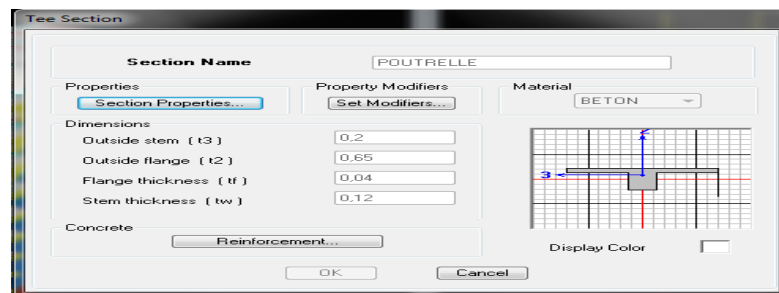


fig IV.18) les propriétés de la section en Té

Chapitre IV : modélisation de la structure

- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles,

on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

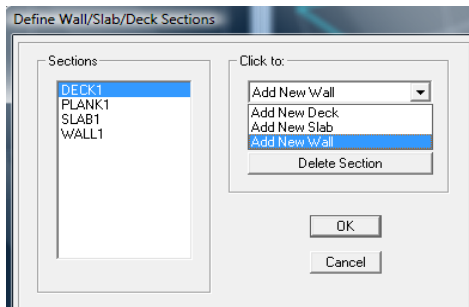


fig IV.19) création de nouveau voile

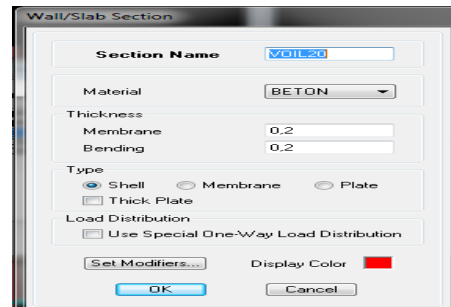



fig IV.20) propriétés du voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour crée les dalles, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

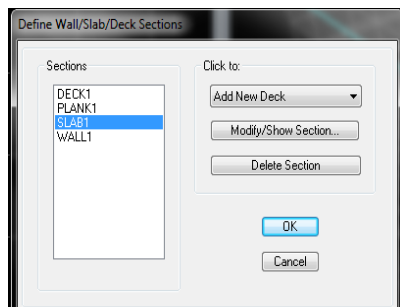


fig IV.21) création de nouvelle dalle

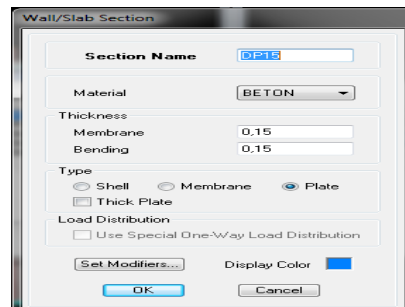



fig IV.22) propriétés de la dalle.

Définir **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

a) Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

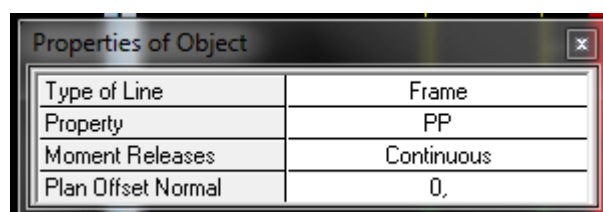



fig IV.23) création des poutres

Chapitre IV : modélisation de la structure

b) Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

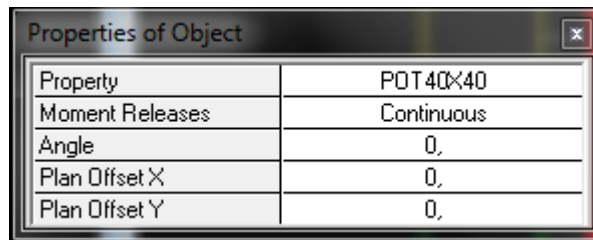



fig IV.24) création des poteaux

c) Les voiles :

On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.

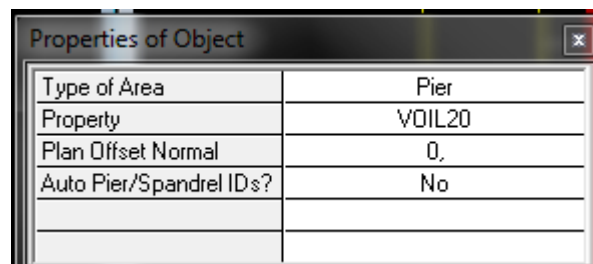


fig IV.25) création des voiles

d) La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

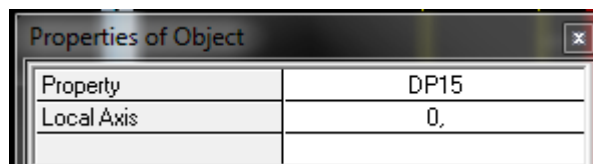



fig IV.26) création des dalles pleines

IV.3.5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define puis sur static Load Cases , ou bien .

➤ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Chapitre IV : modélisation de la structure

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : 1

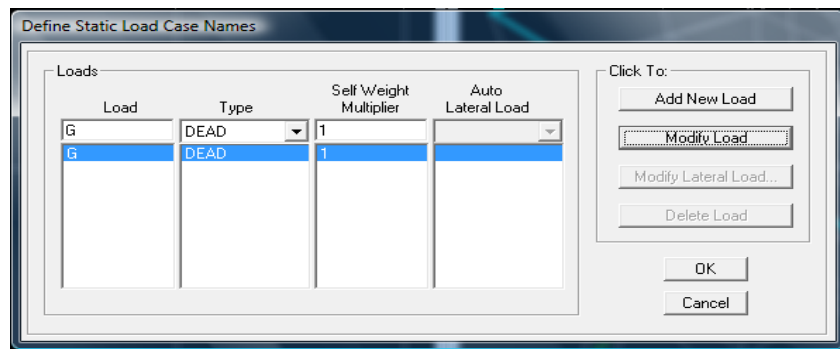


fig V.27) nom des charges permanentes

➤ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0

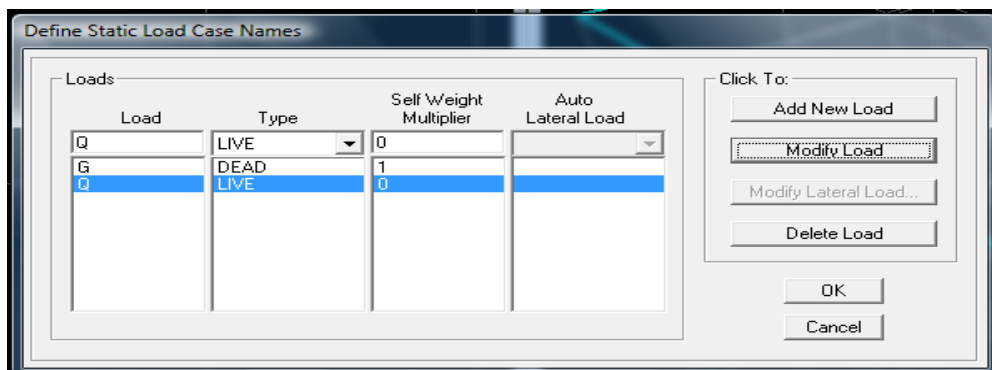


fig IV.28) nom des charges d'exploitations

2) 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 maximal d'accélérations (S_a/g) 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 :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .

- Coeff d'accélération de zone A = 0,15
selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)
- Coeff comportement : 5.



Chapitre IV : modélisation de la structure

- Coeff d'amortissement ξ : 8,5%
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): Q = 1.2

$$Q = 1 + \sum P_q$$

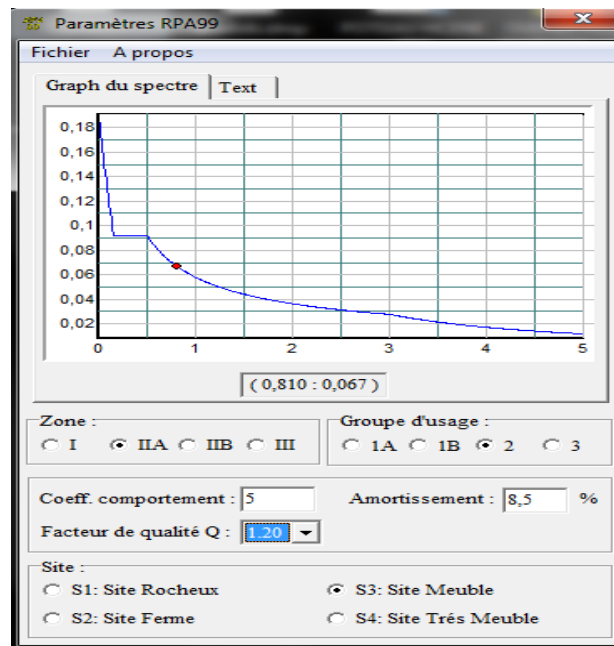


fig IV.29) le spectre

Après on clique sur **Sauver Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

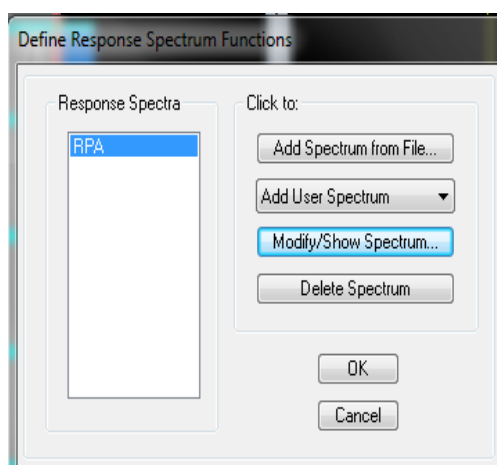


fig IV.30) définition de spectre

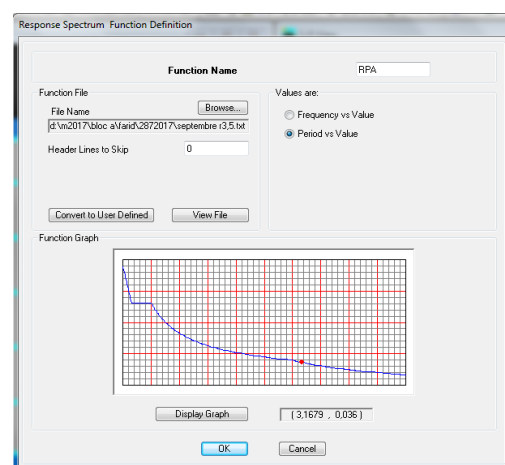



fig IV.31) la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Chapitre IV : modélisation de la structure

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien  → Add New Spectrum

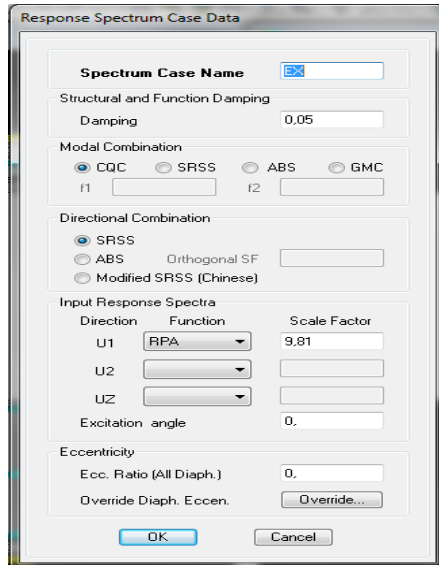


fig IV.32) ajout de spectre selon x

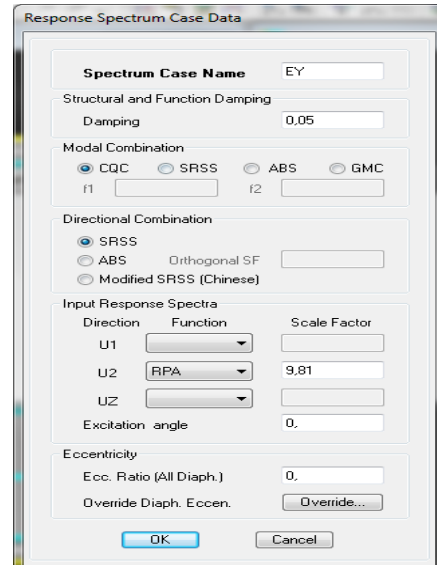


fig IV.33) ajout de spectre selon y


On introduit:

ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,07 dans la case **Damping**
Et l'excentricité qui égale a 0,05xL dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph.)**.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

V.3.5.5) 5^{ème} étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed ou bien 

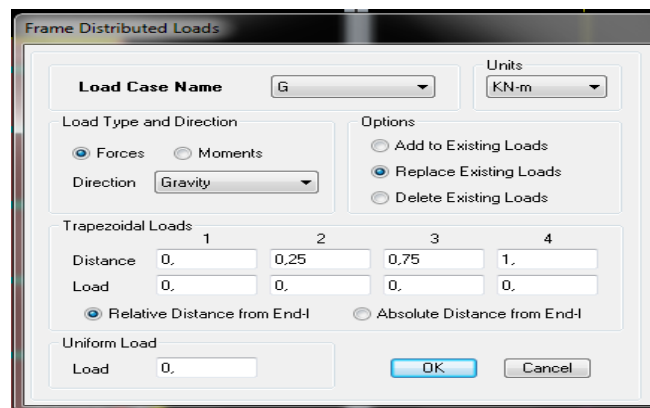


fig IV.34) la méthode de chargement

Chapitre IV : modélisation de la structure

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.3.5.6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$


Et la combinaison **G + 0,2Q**

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**

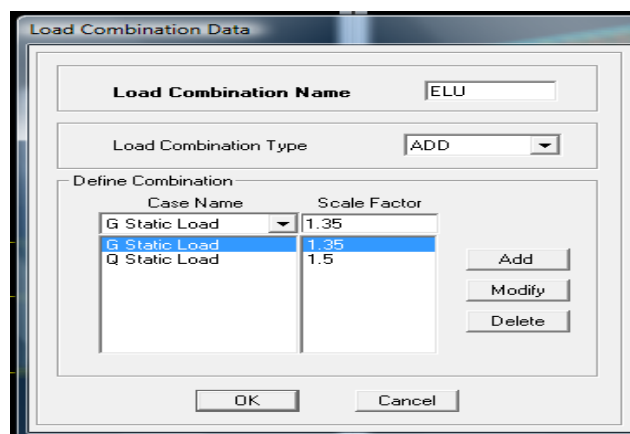


fig IV.35) création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.3.5.7) 7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Chapitre IV : modélisation de la structure


Assign → Joint/point ou bien  → Restraints



fig IV.36) encastrement des appuis

➤ Mass- Source :

μ

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

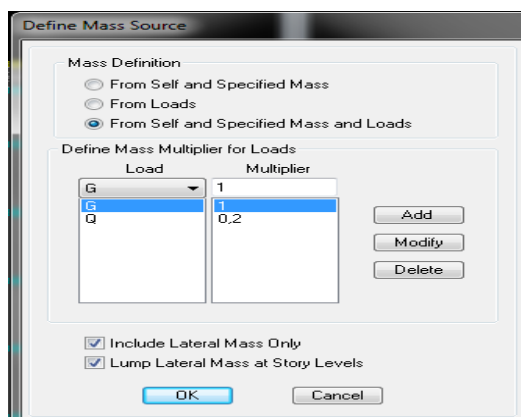



fig IV.37) le pourcentage de participation des charges

➤ Diaphragmes :

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 tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → Joint/point → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm.**

Chapitre IV : modélisation de la structure

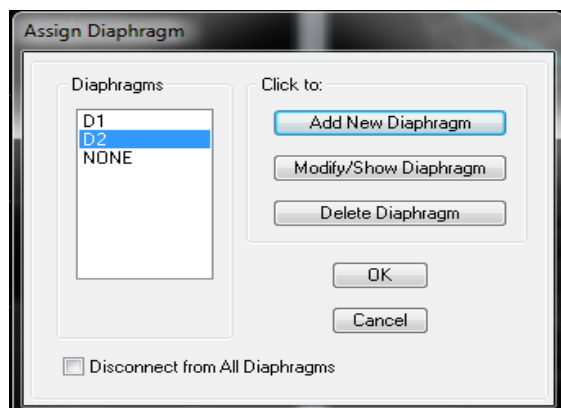


fig IV.38) spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.5.8) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analyze**. (Ou bouton F5).

Chapitre IV : modélisation de la structure

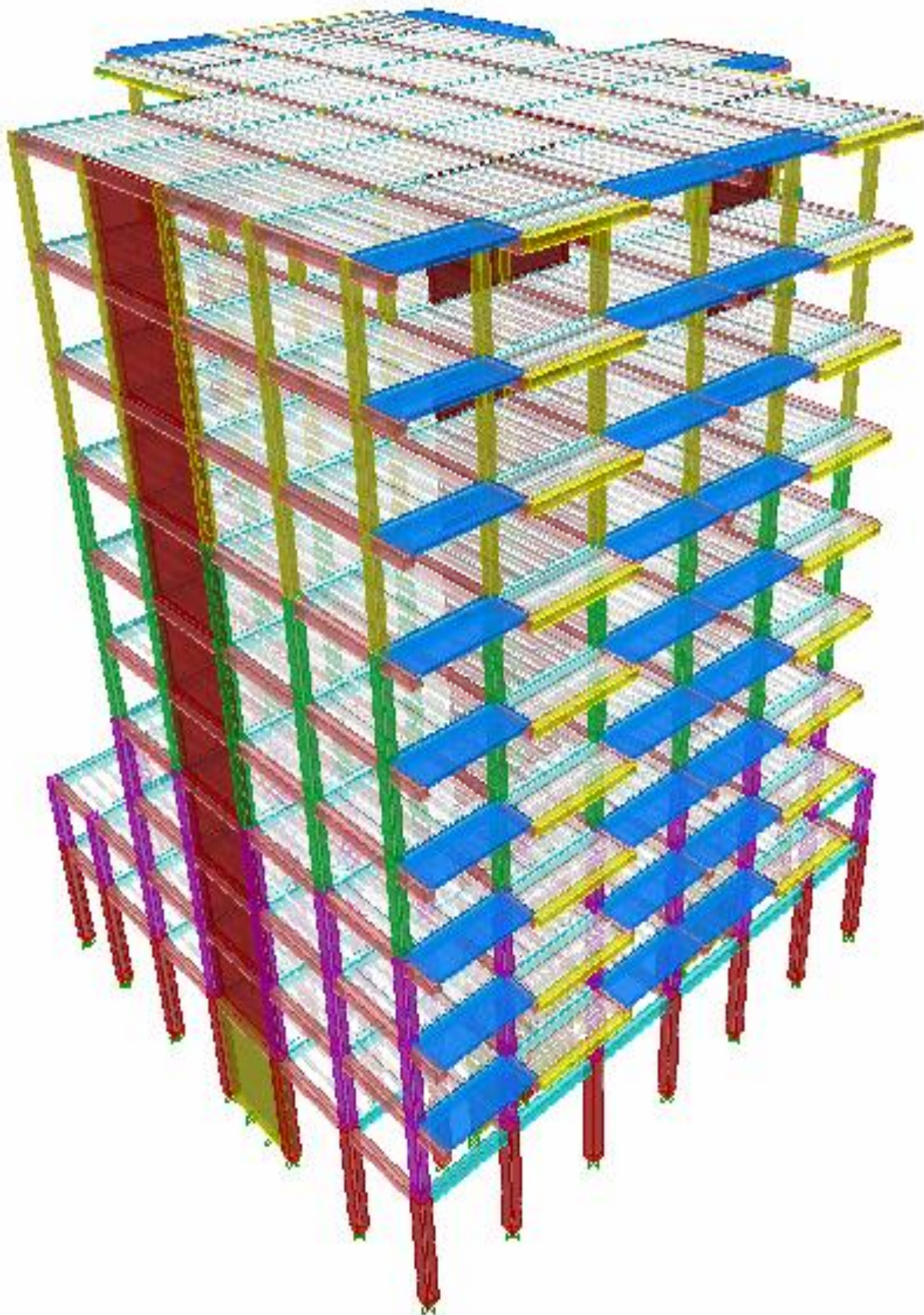


fig IV.39) schéma final de notre structure en 3D

CHAPITRE V

VERIFICATION DE LA

STRUCTURE

Chapitre V :

Vérification de la structure

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- L'excentricité.
- le pourcentage des masses participantes au dernier mode
- l'effort tranchant a la base.
- les déplacements.

V-1) La période empirique « T » :

La période trouver avec logiciel doit être comprise entre la période empirique et celle majoré.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,681031	7,9537	60,0369	0	7,9537	60,0369	0
2	0,588556	55,2791	8,3047	0	63,2328	68,3416	0
3	0,561832	6,5237	0,1865	0	69,7565	68,5281	0
4	0,173542	2,2118	16,7819	0	71,9683	85,31	0
5	0,160726	15,7854	2,0337	0	87,7538	87,3437	0
6	0,14331	0,1514	0,0147	0	87,9052	87,3585	0
7	0,077088	0,6212	6,7606	0	88,5264	94,1191	0
8	0,074164	6,2055	0,6118	0	94,7319	94,7309	0
9	0,064058	0,1745	0,0113	0	94,9064	94,7422	0
10	0,045664	0,0927	2,9337	0	94,999	97,676	0
11	0,044197	2,7106	0,0918	0	97,7097	97,7677	0
12	0,037927	0,0807	0,0044	0	97,7904	97,7721	0

Tableau V-1-b : tableau représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel

Le mode fondamental de vibration est le **mode 1** avec une période correspondante :

$$T = 0,6810s$$

V-2) Vérification de 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 a la plus grande des deux valeurs $\pm 5\%$ de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique :

(ETABS)

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Excentricité accidentelle :

(RPA 2003 Art 4.2.7)

$$e_x = 0,05 \times L_x$$

$$e_y = 0,05 \times L_y$$

Chapitre V :

Vérification de la structure

Niveau	centre de mass		centre de torsion		excentricité théorique		excentricité accidentelle	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x =X _{cm} -X _{cr}	e _y =Y _{cm} -Y _{cr}	E _x = 0,05L _x	e _y = 0,05 L _y
1	11,644	11,953	11,769	11,6	0,125	0,353	1,175	1,1475
2	11,631	11,174	11,777	11,396	0,146	0,222		
3	11,531	10,539	11,736	11,129	0,205	0,59		
4	11,537	10,538	11,673	10,876	0,136	0,338		
5	11,513	10,595	11,606	10,675	0,093	0,08		
6	11,513	10,595	11,536	10,508	0,023	0,087		
7	11,518	10,595	11,469	10,367	0,049	0,228		
8	11,523	10,595	11,411	10,255	0,112	0,34		
9	11,523	10,595	11,362	10,167	0,161	0,428		
10	11,617	10,628	11,328	10,102	0,289	0,526		

Comparaison des résultats trouvés :

- Sens longitudinale L_x :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 10eme niveau .e_x=0,289 m

$$e_x \leq 5\% L_x \Rightarrow 0,289 \leq 0,05 \times 23,5 \Rightarrow 0,289 < 1,175 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal L_y :

On a l'excentricité la plus grande est celle du 10 eme niveau .e_y = 0,281m

$$e_y \leq 5\% L_y \Rightarrow 0,526 \leq 0,05 \times 22,5 \Rightarrow 0,526 < 1,1475 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-3) Vérification de masse participante :

Cette vérification nous permet de savoir le pourcentage des masses agissantes sur les éléments porteurs au dernier mode.

D'après les tableaux (Tableau V-1-a ; Tableau V-1-b) tableaux représentatif de la période et la masse participante trouvées par logiciel.

V-4) Vérification de l'effort tranchant a la base : (RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques a la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Chapitre V :

Vérification de la structure

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

Comparaison des résultats trouvés:

Toutes les valeurs trouvées pour SumUX, SumUY sont supérieures à 90% donc la condition de masse participante est vérifiée.

$\text{Min (SumUX ; SumUY)} \geq 90\%$

$\Rightarrow \text{Min (94,7319 ; 94,7309)} \geq 90\% \Rightarrow 91,8922 \geq 90\% \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \dots\dots\dots \text{RPA 99 [formule 4-1] de 4.2.3}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la Structure.

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids total de la structure.

Application :

a) **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donne par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : **A = 0,15**

b) **R** : **coefficient de comportement global de la structure**

On a une structure en béton armé à contreventement par voiles porteur.

Donc : **R = 3, 5**

c) **D** : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (h) et de la période fondamentale de la structure (T_f).

Chapitre V :

Vérification de la structure

Le facteur D se calcul par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{avec : } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{avec : } T \geq 3s \end{cases}$$

- **Détermination La période T_2 :**

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7(RPA)

Notre projet est implanté dans un site de catégorie S3 (site meuble) $\Rightarrow T_2 = 0,50s$.

On a pour:

$$0,50 \text{ s} \leq 0,6810 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \Leftrightarrow T_2 \leq T \leq 3,0s$$

Donc D égale à : **$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$**

η : **Facteur de correction d'amortissement** donne par la formule :

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

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement Mixte portiques/voiles avec interaction:

D'où : $\xi = (10 + 7) / 2 = 8,5 \%$ et η sera donc :

$$\eta \sqrt{7 / (2 + 8,5)} = 0,81469 > 0,7 \Rightarrow D = 2,5 \times 0,81469 \times (0,5 / 0,6810)^{2/3}$$

$$\mathbf{D = 1,658}$$

d) Q : Facteur de qualité: d'après le tableau (**Tableau Fig. IV-2-1-e2**) du (**chapitre IV**)

Tableaux représentatif des valeurs des pénalités P_q .

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

Les résultats trouves sont les mêmes pour les deux blocs et dans les deux sens x et y.

- Bloc G : $Q_x = Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0) = 1,20$ **$Q_x = Q_y = 1,20$**

D'où : **$Q = 1,20$**

Chapitre V :

Vérification de la structure

e) **W : poids de la structure.**

Donc pour chaque niveau << i >> on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

b : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donne par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0,2 Q

1) Calcul de V statique

$$W_T = G + BQ = 62576,27 \text{ KN}$$

$$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{0,15 \times 1,658 \times 1,2}{3,5} \times 62576,27 = 5335,78 \text{ KN}$$

2) déterminons V dynamique :

- **Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA (2003) :**
- **Type de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E spectre):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display → show deformed shape et on selections la combinaison **E→OK**

View → set 3D view → on selectionne le plan **xz** → **OK**

Draw → draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en **3D**

- **Le tableau récapitulatif des efforts tranchants calcule à la base avec le logiciel :**

spectre	mode	$V_{x.etabs}$ (kN)	$V_{y.etabs}(\text{KN})$
E_x	ALL	5526,393	1227,05
E_y	ALL	1227,05	4425,401

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens x-x : $V_{xdy} = 5526,393\text{KN}$

- La valeur de l'effort tranchant dans le sens y-y : $V_{ydy} = 4425,401\text{KN}$

Chapitre V :

Vérification de la structure

On doit vérifier que : $V_{dy} > 80\% V_{st}$

- L'effort total repris par les voiles et les portiques :

SENS X-X

$$80\% V_{Xst} = 0,8 \times 5335,78 = 4268,624 \text{ KN}$$

$$V_{xdy} = 5526,393 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 4268,624 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

SENS Y-Y

$$80\% V_{Yst} = 0,8 \times 5335,78 = 4268,624 \text{ KN}$$

$$V_{ydy} = 4425,401 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 4268,624 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-5) calcul des déplacements :

a) 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 : δek : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau " k-1 " est égal a :

$$Dk = \delta k - \delta k-1$$

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.

NIV	$\delta_k(x)$ (m)	$\delta_k(y)$ (m)	$\Delta_k(x)$ (m)	$\Delta_k(y)$ (m)	1% h_e (m)	Observation (condition)
10	0,0321	0,0388	0,0033	0,0044	0,0306	vérifiée
9	0,0288	0,0344	0,0036	0,0045	0,0306	vérifiée
8	0,0252	0,0299	0,0037	0,0047	0,0306	Vérifiée
7	0,0215	0,0252	0,0074	0,0046	0,0306	Vérifiée
6	0,0178	0,0206	0,0038	0,0046	0,0306	Vérifiée
5	0,014	0,016	0,0037	0,0043	0,0306	Vérifiée
4	0,0103	0,0117	0,0033	0,0073	0,0306	Vérifiée
3	0,007	0,0077	0,0041	0,0033	0,0306	Vérifiée
2	0,004	0,0044	0,0023	0,0026	0,0306	Vérifiée
1	0,0017	0,0018	0,0017	0,0018	0,0459	Vérifiée

V-6) justification Vis-à-vis De l'effet P-D dans les deux Sens.:

Considérez au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = (P_K \times \Delta_K) / (V_K \times h_K) < 0,1 \text{ tel que :}$$

Si $\theta_k < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Chapitre V : Vérification de la structure

- L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

NIV	P _k (KN)	h _K	Sens x-x			Sens y-y			OBS
			$\Delta_k (x)$	V _{k(x)}	θ_x	$\Delta_k (y)$	V _{k(y)}	θ_x	
10	6452,3	3,06	0,0033	1131,92	0,0061474	0,0040	1106,82	0,00762037	verifier
09	12386,04	3,06	0,0036	1905,62	0,00764676	0,0045	1821,97	0,00999729	verifier
08	18319,79	3,06	0,0037	2460,71	0,00900203	0,0047	2305,49	0,01220488	verifier
7	24352,99	3,06	0,0074	3016,71	0,02019153	0,0046	2695,6	0,01358105	verifier
06	30386,19	3,06	0,0038	3408,17	0,01140645	0,0046	3033,95	0,01505581	verifier
05	36419,38	3,06	0,0037	4066,38	0,0120109	0,0043	3358,96	0,01523613	verifier
04	42489,07	3,06	0,0033	4597,74	0,01146186	0,0073	3675,63	0,02757699	verifier
03	48558,75	3,06	0,0041	4786,16	0,01517964	0,0033	3959,79	0,01322476	verifier
02	55777,37	3,06	0,0023	5163,26	0,00918733	0,0026	4241,07	0,01117467	verifier
01	62542,97	4,59	0,0017	5526,392	0,00491125	0,018	4425,401	0,05570556	verifier

Tableaux: justification Vis-à-vis De l'effet P-D dans les deux Sens.

NB : D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé

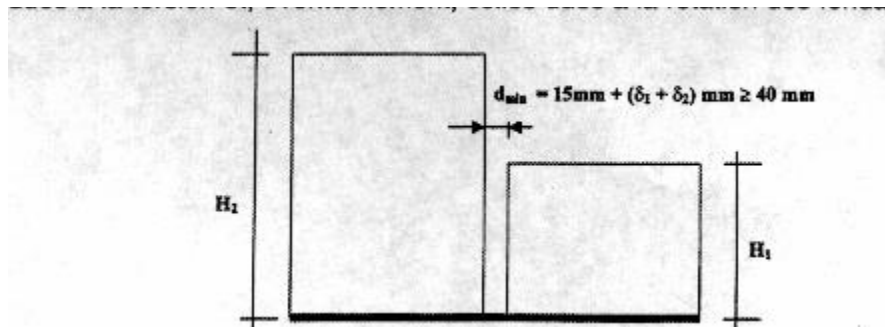
. V-7) Vérification de la largeur des joints sismiques : (RPA 99/version 2003 Art 5.8)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (d_1 + d_2) \text{ mm}^3 \geq 40 \text{ mm}$$

d_1 et d_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

Figure. V-7 : largeur minimum du joint sismique



- Bloc de gauche : $d_1 = 40,00\text{mm}$

- Bloc de droite : $d_2 = 4,00\text{mm}$

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (40,00 + 4,00) \text{ mm} = 95,0\text{mm} > 40 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

On prend la dimension de Joint: $d = 100 \text{ mm}$

V-8) Etude du contreventement :

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS.

Sens X-X

- Effort horizontal repris par les voiles et les portiques: $T_{\text{tot}} = 5526,399 \text{ KN}$

- Effort repris par les voiles uniquement: $T_{\text{voil}} = 5103,5461 \text{ KN}$

· Le pourcentage d'efforts repris par les voiles uniquement :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{total}} = 5526,399 \text{ KN} \rightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 5103,546 \text{ KN} \rightarrow x\% \end{array} \right\} \Rightarrow x = 92,35 \%$$

· Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :

$$T_{\text{portiques}} = 100 - 92,35 = 7,65\%$$

Effort horizontale repris par les portiques = 7,65 %.

Effort horizontale repris par les voiles = 92,35 %.

Chapitre V :

Vérification de la structure

Sens Y-Y :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{total}} = 4425,401 \text{ KN} \rightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 4042,198 \text{ KN} \rightarrow x\% \end{array} \right\} \Rightarrow x = 91,34 \%$$

· Le pourcentage d'effort repris par les portiques uniquement :

$$T_{\text{portiques}} = 100 - 91,34 = 8,66\%$$

Effort horizontale repris par les portiques = 8,66 %.

Effort horizontale repris par les voiles = 91,34 %.

Sens Z-Z

$$\left. \begin{array}{l} F_{\text{total}} = 60104,54 \text{ KN} \rightarrow 100\% \\ T_{\text{voiles}} = 21603,594 \text{ KN} \rightarrow x\% \end{array} \right\} \Rightarrow x = 35,94 \%$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS

LES POTEAUX

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

Les poteaux :

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables, en procédant à des vérifications à l'ELS et en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1 Recommandations du RPA 99 modifié 2003

❖ *Armatures longitudinales*

- Les armatures longitudinales doivent être à 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 $25cm$.
- Les pourcentages d' armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

POTEAUX 45×45

- Le pourcentage **minimal** d' aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (45×45) :

$$A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (45×45) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (45×45) :

$$A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}$$

POTEAUX 40×40

- Le pourcentage **minimal** d' aciers est de **0,8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (40×40) :

$$A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

Poteau (40×40) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (40x40) :

$$A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}$$

POTEAUX 35x35

- Le pourcentage **minimal** d' aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (35×35) :

$$A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (35×35) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (35×35) :

$$A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}$$

POTEAUX 30x30

- Le pourcentage **minimal** d' aciers est de **0.8%** de la section du béton (Zone IIa).

Poteau (30×30) :

$$A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone courante sera de 4 % (Zone IIa)

Poteau (30×30) :

$$A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}$$

- Le pourcentage **maximal** en zone de recouvrement sera de 6 % (Zone IIa)

Poteau (30×30) :

$$A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}$$

- Les jonctions par recouvrement

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

- *Armatures transversales*

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l' aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l' acier d' armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ;

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L' élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\phi_l^{min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l^{min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3%
- Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédente. Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur.

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.1 Calcul du ferraillage

VI.1.1 Etapes de calcul

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

- Calcul du centre de pression : e_u**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l' une des deux conditions suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u = (d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} \quad \text{avec } M_f : \text{Moment fictif}$$

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

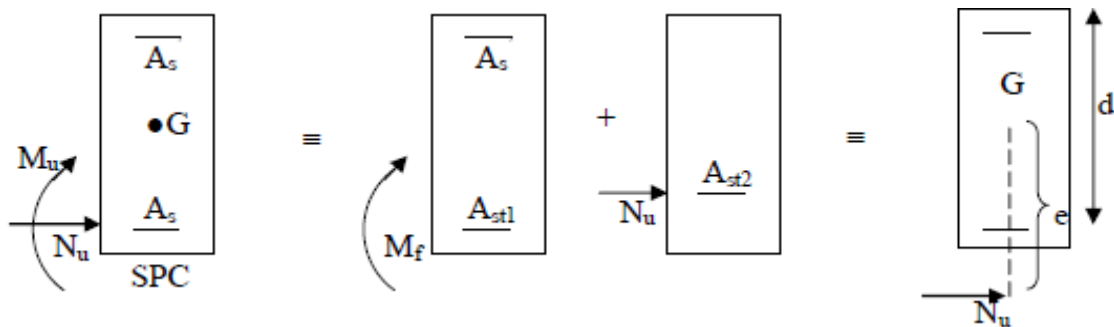


Schéma de calcul en flexion composée.

Calcul des armatures :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

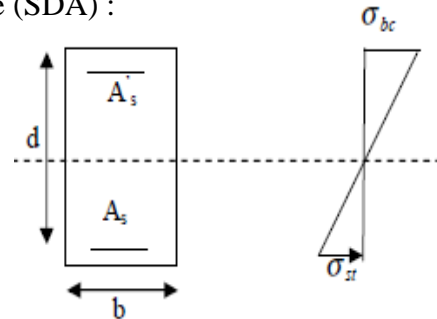
$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ D'où la section réel est : } A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ si l'effort est négatif}$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$



Distribution des contraintes

Avec M_1 : moment ultime pour une section simplement armée

$$\Delta A_{stl} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} \text{ et } \Delta \sigma_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = \Delta A_{sc}$; $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Si $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s}$; $A_s = 0$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

- Si $N_u(d - c') - M_f > \left(0,5 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$; $A'_s = \frac{M_u - (d - 0,5h) b h \times f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_s = \frac{N_u - b h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

Calcul des armatures longitudinales

Les résultats du ferraillage sont donnés dans le tableau ci-dessous :

NIV	section		N (KN)	M (KN.m)	OBS	A_s	A'_s	A_{min} Du RPA	A adopté	Choix des barres
						(Cm ²)	(Cm ²))	(Cm ²)	(Cm ²)	
RDC	45×4 5	N _{max} - M _{cor}	-464,78	2,32	SEC	0	0	16,2	20.60	4HA20+4HA16
		N _{min} - M _{cor}	-119,69	-1,52	SPC	0	0	16,2	20.60	4HA20+4HA16
		M _{max} - N _{cor}	-635,2	-26,34	SPC	0	0	16,2	20.60	4HA20+4HA16
1,2 et 3	40×4 0	N _{max} - M _{cor}	-150,54	7,646	SEC	0	0	12,8	14 ,20	4HA16+4HA14
		N _{min} - M _{cor}	-48,86	13,538	SPC	0,31	0	12,8	14 ,20	4HA16+4HA14
		M _{max} - N _{cor}	-159,51	50,194	SPC	1,73	0	12,8	14 ,20	4HA16+4HA14
4,5 et 6	35×3 5	N _{max} - M _{cor}	-1388,5	13,227	SEC	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
		N _{min} - M _{cor}	-120,76	-9,038	SPC	0	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
		M _{max} - N _{cor}	-177,57	-8,157	SPC	19,78	0	9,8	10,68	4HA14+4HA12
7,8 et 9	30×3 0	N _{max} - M _{cor}	-685,6	15,482	SEC	0	0	7,2	10,68	4HA14+4HA12
		N _{min} - M _{cor}	-11,22	-8,926	SPC	0,77	0	7,2	10,68	4HA14+4HA12
		M _{max} - N _{cor}	-235,19	49,323	SPC	2,83	0	7,2	10,68	4HA14+4HA12

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

VI) Vérifications à l'ELU :

- Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$; $\Psi_s = 1,5 \Rightarrow$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{ cm}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow L = 50 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L = 65 \text{ cm}$$

- Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

- Poteaux 45×45 :

$$\tau_b = \frac{9,46}{45 \times 42,5} = 4,95 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_b = 4,95 \times 10^{-2} \text{ MPa.} \ll \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

- Poteaux 40×40 :

$$\tau_b = \frac{37,48}{40 \times 37,5} = 25 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 25 \times 10^{-2} \text{ MPa} \ll \tau_{bu} = 1,00 \text{ MPa}$$

- Poteaux 35×35 :

$$\tau_b = \frac{24,11}{35 \times 32,5} = 21,20 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 21,20 \times 10^{-2} \text{ MPa.} \ll \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

- Poteaux 30×30 :

$$\tau_b = \frac{23,38}{30 \times 27,5} = 28,34 \times 10^{-2} \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 28,34 \times 10^{-2} \ll \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

Délimitation de la zone nodale :

$$\hat{L} = 2 \times h \quad \hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} ; h: \text{ hauteur de la poutre.}$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau ; h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 68; 40; 40; 60 \text{ cm} \} ; \text{ On aura : } \hat{h} = 68 \text{ cm}$$

$$L' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

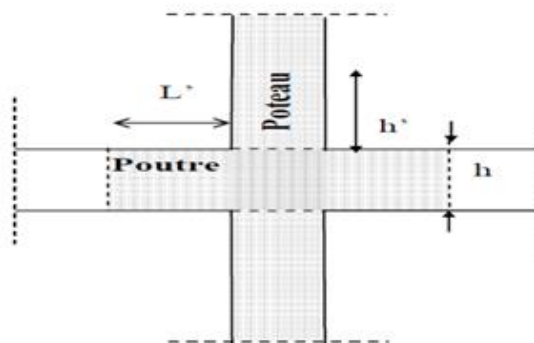


fig.vi-1-5) la zone nodale des poteaux

Chapitre VI : Ferraillage des portiques

VI-1-10) Vérification à l'ELS:

VI-10) vérification pour le béton

section	Ns	Ms (KN.m)	e(m)	h/6	Nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
45×45	1797,35	1,743	0	7,5	SEC	7,786	7,633	15	condition vérifiée
	87,64	1,129	0,0128822	7,5	SPC	0,431	0,332	15	condition vérifiée
	1453,38	18,45	0,0126945	7,5	SPC	7,129	5,515	15	condition vérifiée
40×40	1569,58	5,556	0,0035398	6,67	SEC	8,717	8,059	15	condition vérifiée
	35,75	9,93	0,2777622	6,67	SEC	0,855	-0,321	15	condition vérifiée
	105,65	36,297	0,3435589	6,67	SPC	2,991	-1,306	15	condition vérifiée
35×35	1013,35	9,646	0,0095189	5,84	SEC	8,026	6,288	15	condition vérifiée
	93,95	10,409	0,110793	5,84	SEC	1,710	-0,165	15	condition vérifiée
	625,93	32,118	0,0513124	5,84	SEC	7,613	1,827	15	condition vérifiée
30×30	500,78	11,357	0,0226786	5,00	SEC	6,367	3,301	15	condition vérifiée
	19,91	11,716	0,588448	5,00	SEC	1,989	-1,173	15	condition vérifiée
	171,59	35,917	0,2093187	5,00	SEC	7,118	-2,578	15	condition vérifiée

Tableau de vérification à l'ELS: vérification pour le béton

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

Tableau VI-11) vérification pour l'acier:

section	Ns	Ms(KN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
45×45	1797,35	1,743	116,662	114,629	348	condition vérifiée
	87,64	1,129	6,378	5,061	348	condition vérifiée
	1453,38	18,45	105,589	84,069	348	condition vérifiée
40×40	1569,58	5,556	130,141	121,507	348	condition vérifiée
	35,75	9,93	11,719	-3,712	348	condition vérifiée
	105,65	36,297	40,839	-15,566	348	condition vérifiée
35×35	1013,35	9,646	118,530	96,187	348	condition vérifiée
	93,95	10,409	23,641	-0,470	348	condition vérifiée
	625,93	32,118	107,999	33,604	348	condition vérifiée
30×30	500,78	11,357	91,671	53,348	348	condition vérifiée
	19,91	11,716	25,887	-13,647	348	condition vérifiée
	171,59	35,917	94,648	-26,549	348	condition vérifiée

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

Poteaux 45x45 :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 45 \times 42,5}{400} \times \left[\frac{0,01288 - 0,455 \times 0,425}{0,01288 - 0,185 \times 0,425} \right] = 6,34 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40x40 :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 40 \times 37,5}{400} \times \left[\frac{0,3435 - 0,455 \times 0,375}{0,3435 - 0,185 \times 0,375} \right] = 0,85 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

Poteaux 35x35:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 35 \times 32,5}{400} \times \left[\frac{0,1107 - 0,455 \times 0,325}{0,1107 - 0,185 \times 0,325} \right] = 1,009 \text{ cm}^2$$

Poteaux 30x30 :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 30 \times 27,5}{400} \times \left[\frac{0,588 - 0,455 \times 0,275}{0,588 - 0,185 \times 0,275} \right] = 0,86 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

- **Poteaux (45x45) cm² :**

La section totale est de **4 HA20 + 4 HA16 = 20,60 cm²** > As min = 6,34 cm².

- **Poteaux (40x40) cm² :**

La section totale est de **4 HA16 + 4 HA14 = 14,20 cm²** > As min = 0,85 cm².

- **Poteaux (35x35) cm² :**

La section totale est de **4 HA14 + 4 HA12 = 10,67 cm²** > As min = 1,009 cm².

- **Poteaux (30X30) cm² :**

La section totale est de **4 HA14 + 4 HA12 = 10,67 cm²** > As min = 0,86 cm².

LES POUTRES

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

Les poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées 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 seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35 G + 1,5 Q$ à l'ELU.
- ❖ $G + Q$à l'ELS.
- ❖ $G + Q \pm E$RPA 99 révisé 2003.
- ❖ $0,8 G \pm E$RPA 99 révisé 2003.

1) Pourcentage total minimum :

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (30x40) : $A_{min} = 0,005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 35) : $A_{min} = 0,005 (30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 40) :

Zone courante : $A^{max} = 0,04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A^{max} = 0,06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaire (30x 35) :

Zone courante : $A^{max} = 0,04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A^{max} = 0,06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

Les poutres supportant des faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

3) La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone II a).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de 3.

B)-Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales et données par : $A_{min} = 0,003 . S_t . b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \phi) = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale (courante).

ϕ : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Etapes de calcul de ferrailage :

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

2) -Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

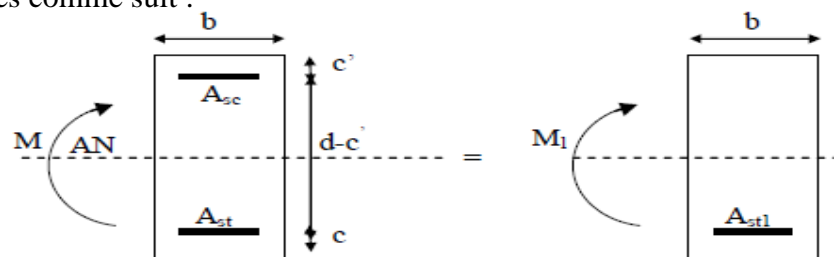
Le moment réduit limite μ_l est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (S.S.A).

-Les armatures tendues sont calculés comme suit :

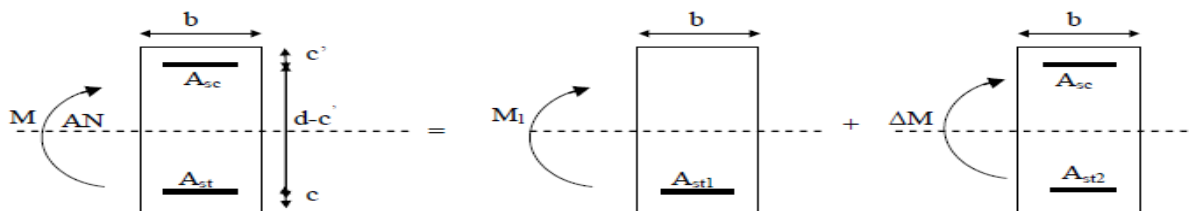
$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $\Rightarrow A_{sc}=0$.

2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (J.D.A)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad , \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Avec :

Ast1, Ast2 : Armatures tendus.

Asc. : Armatures comprimées.

$$M = M_L + \Delta M$$

Chapitre VI : **Ferraillage des portiques**

A) Ferraillage des poutres principales :

A-1) Poutres principales en travée :

NIV	COMB	M (KN)	μ	OBS	β	A _s calculée (Cm ²)	A min RPA (cm ²)	ferraillage adoptée	
								choix	A _s adopté
10	ELU	65,323	0,109	S.S.A	0,942	5,31	6	3HA16+3HA14	10,65
9	0,8GE	68,983	0,059	S.S.A	0,970	5,44	6	3HA16+3HA14	10,65
8	0,8GE	79,78	0,070	S.S.A	0,964	6,33	6	3HA16+3HA14	10,65
7	0,8GE	92,329	0,080	S.S.A	0,958	7,38	6	3HA16+3HA14	10,65
6	0,8GE	102,411	0,088	S.S.A	0,954	8,22	6	3HA16+3HA14	10,65
5	0,8GE	108,794	0,094	S.S.A	0,951	8,76	6	3HA16+3HA14	10,65
4	0,8GE	112,037	0,097	S.S.A	0,948	9,05	6	3HA16+3HA14	10,65
3	0,8GE	106,807	0,092	S.S.A	0,952	8,60	6	3HA16+3HA14	10,65
2	0,8GE	92,203	0,079	S.S.A	0,959	7,36	6	3HA16+3HA14	10,65
1	0,8GE	68,08	0,058	S.S.A	0,970	5,37	6	3HA16+3HA14	10,65

Chapitre VI :

Ferraillage des portiques

A-2) Poutres principale en appuis :

NIV	COMB	M (KN)	μ	OBS	β	A _s Max (Cm ²)	A min RPA (cm ²)	ferraillage adoptée	
								choix	A _s adopté
10	ELU	131,378	0,218	S.S.A	0,876	11,47	6	3HA16+3HA16	12 ,06
9	ELU	135,017	0,225	S.S.A	0,870	11,89	6	3HA16+3HA16	12 ,06
8	ELU	129,533	0,216	S.S.A	0,877	11,88	6	3HA16+3HA16	12 ,06
7	GQE	124,899	0,136	S.S.A	0,927	10,32	6	3HA16+3HA16	12 ,06
6	GQE	132,491	0,144	S.S.A	0,922	11,01	6	3HA16+3HA16	12 ,06
5	GQE	132,311	0,144	S.S.A	0,922	10,99	6	3HA16+3HA16	12 ,06
4	GQE	129,399	0,141	S.S.A	0,923 1	10,74	6	3HA16+3HA16	12 ,06
3	GQE	120,258	0,132	S.S.A	0,929	9,92	6	3HA16+3HA16	12 ,06
2	0,8GE	98,192	0,107	S.S.A	0,943 5	7,97	6	3HA16+3HA16	12 ,06
1	GQE	65,929	0,072	S.S.A	0,936	5,39	6	3HA16+3HA16	12 ,06

Chapitre VI : **Ferraillage des portiques**

B) Ferraillage des poutres secondaire :

B-1) Armatures en travée :

NIV	COMB	M (KN)	μ	OBS	β	A _s calculée (Cm ²)	A min RPA (cm ²)	ferraillage adoptée	
								choix	A _s adopté
10	GQE	33,394	0,048	S.S.A	0,975	3,03	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
9	GQE	48,54	0,070	S.S.A	0,964	4,45	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
8	GQE	45,908	0,066	S.S.A	0,966	4,20	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
7	GQE	47,388	0,068	S.S.A	0,965	4,34	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
6	GQE	47,85	0,070	S.S.A	0,964	4,38	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
5	GQE	43,128	0,062	S.S.A	0,968	3,94	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
4	GQE	39,648	0,057	S.S.A	0,970	3,61	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
3	0,8GE	37,45	0,054	S.S.A	0,972	3,41	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
2	0,8GE	32,358	0,046	S.S.A	0,976	2,94	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78
1	0,8GE	25,683	0,037	S.S.A	0,981	2,32	5,25	3HA12+3HA12	6 ,78

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

B-2) mures aux appuis :

NIV	comb	M (KN)	μ	obs	β	A_s Calculée (Cm ²)	A min RPA (cm ²)	ferrailage adoptée	
								choix	A_s adopté
10	GQE	64,877	0,094	S.S.A	0,951	6,01	5,25	3HA14+3HA12	8 ,01
9	GQE	74,156	0,107	S.S.A	0,943	6,95	5,25	3HA14+3HA12	8,01
8	GQE	72,363	0,105	S.S.A	0,944	6,77	5,25	3HA14+3HA12	8,01
7	GQE	70,886	0,102	S.S.A	0,946	6,62	5,25	3HA14+3HA12	8,01
6	GQE	69,405	0,100	S.S.A	0,947	6,48	5,25	3HA14+3HA12	8,01
5	GQE	65,151	0,094	S.S.A	0,951	6,05	5,25	3HA14+3HA12	8,01
4	GQE	62,486	0,090	S.S.A	0,953	5,80	5,25	3HA14+3HA12	8,01
3	ELU	62,875	0,140	S.S.A	0,924	6 ,02	5,25	3HA14+3HA12	8,01
2	ELU	63,320	0,141	S.S.A	0,923	6,07	5,25	3HA14+3HA12	8,01
1	GQE	39,521	0,057	S.S.A	0,970	3,20	5,25	3HA14+3HA12	8,01

Vérifications à l'ELU:

- Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :
- Poutres principales :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1 / 400 = 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [ArtA.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / b \times d$$

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

Poutres principales: $\tau_u = 153,61 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,375 = 1,365 \text{ MPa}$

Poutres secondaires: $\tau_u = 25,53 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,325 = 0,262 \text{ MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:

- Contrainte tangente conventionnelle:

$\tau_u = T_u \text{ max} / b \times d = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ pour des fissurations peu-préjudiciables.

- Poutre principales: $\tau_u = 1,365 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Poutre secondaires : $\tau_u = 0,262 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence: [Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99]:

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres.

- **poutres principales** : $T_u \text{ max} = 153,61 \text{ KN}$

$A_s = 6 \text{ HA } 16$

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times (2 \times 16) = 30,144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{153,61 \times 10}{0,9 \times 37,5 \times 30,144} = 1,509 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque}$$

- **poutres secondaire** : $T_u \text{ max} = 25,53 \text{ KN}$

$A_s = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12$

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times (1,2 + 1,4) = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25,53 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 24,492} = 0,356 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis:

[Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]

- **Influence sur le béton :**

$$T_u < \bar{T}_u = 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \text{avec } a = 0,9 d$$

- **poutres principales :**

$$T_u \text{ max} = 153,61 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 375 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 675 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **poutres secondaire :**

$$T_u \text{ max} = 25,53 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 325 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1,5 = 585 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : **Ferrailage des portiques**

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales: [Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91]

Lorsque au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale a :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0 \quad \Rightarrow \quad A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 d} \right) > 0$$

Poutre principale :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 153,61 - \frac{131,378}{0,9 \times 0,375} = -235,66 < 0$$

Poutre secondaire :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 25,53 - \frac{18,056}{0,9 \times 0,325} = -36,20 < 0$$

Remarque :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99] :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \text{avec } \tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi 12 \rightarrow l_s = 42,33 \text{ cm}$$

$$\phi 14 \rightarrow l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \rightarrow l_s = 56,44 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4L_s** pour les barres à haute adhérence.

$$\phi 12 \rightarrow l_c = 16,93 \text{ cm}$$

$$\phi 14 \rightarrow l_c = 22,58 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \rightarrow l_c = 19,75 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On calcul

$$\rho^1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et k .

Les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :

• **Appuis :**

$M_{ser \max}$	$A_s \text{ (cm)}^2$	ρ_1	β_1	k_l	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
109,436	12,06	1,072	0,955	0,011	256,38	2,820	15	vérifiée

• **Travée :**

$M_{ser \max}$	$A_s \text{ (cm)}^2$	ρ_1	β_1	k_l	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
47,832	10,65	0,946	0,865	0,046	138,460	6,37	15	vérifiée

Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :

• **Appuis :**

$M_{ser \max}$	$A_s \text{ (cm)}^2$	ρ_1	β_1	k_l	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
46,282	8,01	0,821	0,871	0,043	204,351	8,787	15	verifiée

• **Travée :**

$M_{ser \max}$	$A_s \text{ (cm)}^2$	ρ_1	β_1	k_l	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
25,894	6,78	0,695	0,878	0,038	133,841	5,086	15	verifiée

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Etat limite de déformation du béton :

- **Etat limite de déformation : vérification de la flèche**
- **Poutres principales :**

$$\overline{f} = \frac{L_{Max}}{500} = \frac{400}{500} = 0,800 \text{ cm}$$

La flèche développée au niveau des poutres principales 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 de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées:

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

Mt : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

M₀ : moment statique avec M₀ = M_t / 0,85

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{40}{370} = 0,108 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} = 0,108 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{47,832}{10 \times 56,273} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{10,65}{30 \times 37,5} = 0,0094 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres principales.

- **Poutres secondaires:**

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0,0946 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{l} = 0,108 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,894}{10 \times 30,46} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : la flèche est vérifiée pour les poutres secondaires.

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

Chapitre VI :

Ferrailage des portiques

- A $\frac{1}{5}$ 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.
- A $\frac{1}{4}$ 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.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.
-
- **Calcul des armatures transversales :**
 - **Diamètre des aciers transversaux :**
 - **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; \frac{b}{10}) = (400 / 35 ; 1,6 ; \frac{30}{10}) = (11,43 ; 16 ; 30) = 11,43 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_l ; \frac{b}{10}) = (350 / 35 ; 12 ; \frac{30}{10}) = (1,00 ; 1,6 ; 3) = 10,00 \text{ cm} ; \text{ On prend } \phi_t =$$

8mm

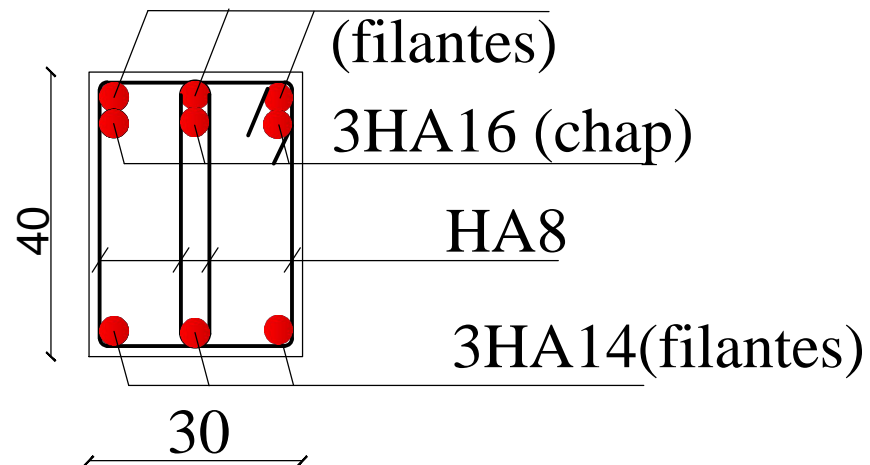
On choisira 1 cadre et 1 étrier donc $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement maximal:**

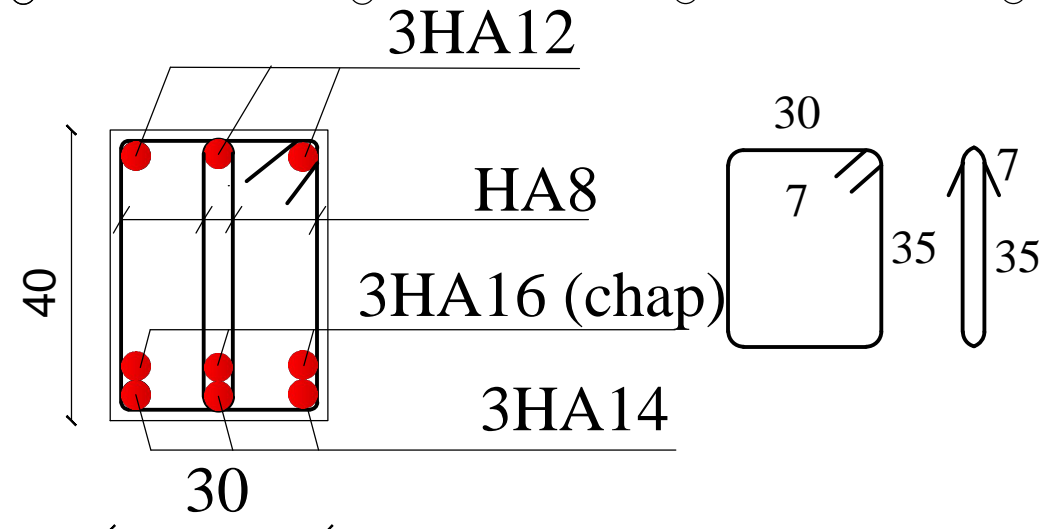
Vérification des exigences du RPA :

- **Zone nodal** $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$
 - ✓ Poutres principales (30 x 40) : $S_t = 10\text{cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$
 - ✓ Poutres secondaires (30 x 35) : $S_t = 8,75\text{cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$
- **Zone courante** $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
 - ✓ Poutres principales (30 x 40) : $S_t = 15 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.
 - ✓ Poutres secondaires (30 x 35) : $S_t = 17,5 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

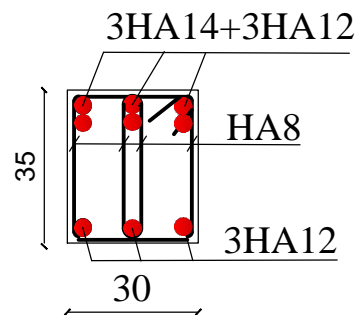
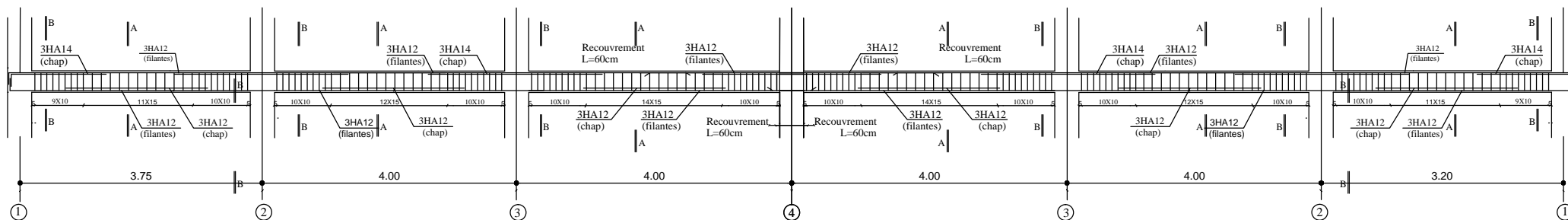
3HA16
(filantes)



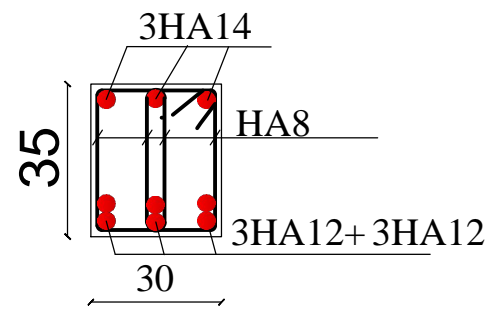
Coupe A-A



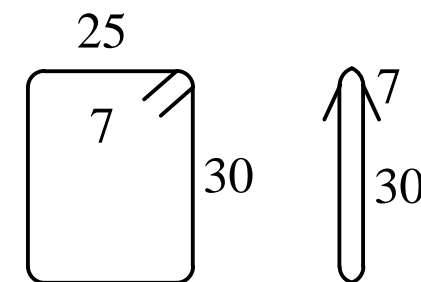
Coupe B-B



Coupe B-B



Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr: CHAIBI FARID	TITRE : Ferrillage des poutres secondaire	
DIRIGE PAR : Mr: DJELLOULI		
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N°	ECHELLE

LES VOILES

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

VI-3) Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à des forces verticales et autres horizontales dues aux séismes.

Les sollicitations présentes dans le voile sont :

- _ Un moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- _ Un effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, le calcul des armatures se fera en flexion composée et au cisaillement, pour cela on prévoit :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles (longitudinaux et transversaux) qu'on doit ferrailer par zones.

- **Zone I:** RDC,
- **Zone II:** 1^{er}, 2^{ème}, et 3^{ème} étage ;
- **Zone III :** 4^{ème}, 5^{ème}, et 6^{ème} étage.
- **Zone IV :** 7^{ème}, 8^{ème}, et 9^{ème} étage.

Les différentes combinaisons exigées à prendre :

- Selon le RPA 99 version 2003 : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$
- Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$

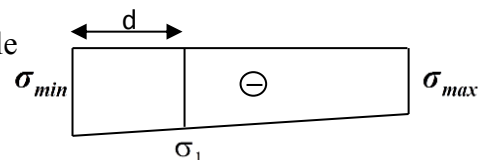
VII-3-1) Etude de la section soumise à la flexion composée :

Dans notre cas, les contraintes sont tirées directement à partir du fichier résultat sont données par le logiciel ETABS.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

a) Section entièrement tendue :

Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est égale à " L " et l'effort de traction est égal à :



figVI-3-3 le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendue.

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

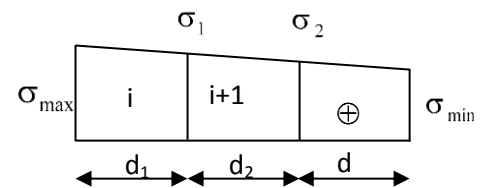
- **Section entièrement comprimée :**

Dans ce deuxième cas, on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (le ferrailage minimum).

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec e : épaisseur du voile



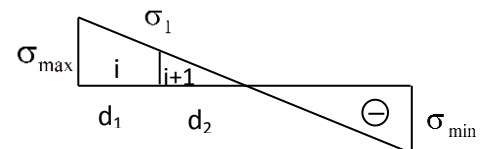
figVI-3-1 le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée :**

Dans ce premier cas, la longueur tendue " L_t " est calculée à partir des triangles semblables :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-2 le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Situation durable : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$,

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

d) Armatures minimales :

***Compression simple (BAEL91/Art. A.8.1,2) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003(RPA99 version 2003/article 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

e) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0,15 \% \cdot \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

f) Armatures transversales : (RPA 2003 du article 7.7.4.3)

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 **RPA 2003** du l'article **7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

g) 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003 / Article 7.7.4.3})$$
$$T = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée 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.

h) Potelet : Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

i) Espacement :

D'après **RPA 99 modifier 2003** art 7.7.4.3, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

j) Longueur de recouvrement :

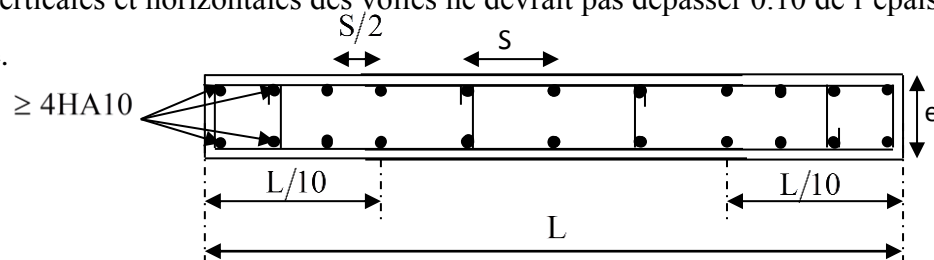
Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k) Diamètre minimal :

Le diamètre des

barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



figVI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

VI-3-3) Vérification :

A. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

VI-3-4) Exemple de calcul :

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VT₁ :

Caractéristiques géométriques :

L (entre axe) = 4,00 m $\Rightarrow L = 3,55$ m, $e_p = 0,25$ m; $B = 0,8875$ m²; $I = 0,93$ m⁴;

$V=V'=2,00$ m.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +1505,12 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -2526,55 \text{ KN/m}^2 \\ T = +1310,07 \text{ KN} \\ N_s = 4794,29 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1505,12}{1505,12 + 2526,55} \times 3,55 = 1,33 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 3,55 - 1,33 = 2,22 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

Avec :

$$d_1 \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right\} = \min \left\{ \frac{4,59}{2}; \frac{2}{3} \times 1,33 \right\} = 0,88 \text{ m}$$

Soit $d_1 = 0,88$ m

$$d_2 = L_t - d_1 = 2,22 - 0,88 = 1,34 \text{ m.}$$

$$\bullet \quad \frac{L}{10} = \frac{3,55}{10} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm.}$$

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{zone courante}(d_2) & S_t \leq \min\{1,5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{zone d'extrémité } (d_1) & \rightarrow S_t = D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Calcul de N :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 2526,12 \times \frac{(2,22 - 0,88)}{2,22} = 1524,77 \text{ Mpa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{2526,55 + 1524,77}{2} \times 0,88 \times 0,25 = 447,64 \text{ Kn.} \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1524,77}{2} \times 1,34 \times 0,25 = 255,40 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des armatures :

Les armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{447,64}{400} \times 10 = 11,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{255,40}{400} \times 10 = 6,38 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(0,2\%B, B \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ avec } B = d \times e$$

$$\beta_1 = d_1 \times e = 88 \times 25 = 2200 \text{ cm}^2$$

$$\beta_2 = d_2 \times e = 134 \times 25 = 3350 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(4,4 ; 11,55) = 11,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(6,7 ; 17,58) = 17,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 1310,07}{400} \times 10 = 50,44 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } V_u = 1,4 \times T \rightarrow V_u = 1834,01 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow A_{vj} = 50,44 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11,19 + \frac{50,44}{4} = 23,80 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,38 + \frac{50,44}{4} = 18,99 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Le ferrailage adopte :

$$A_1 = 2 \times 8 \text{ HA } 14 = 24,64 \text{ cm}^2, \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 7 \text{ HA } 14 = 21,56 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 13 \text{ cm}$$

Les armatures horizontales :

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_V}{4} ; 0,15\%B\right\} = \max\left\{\frac{21,56}{4} ; 13,31\right\} = 13,31 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 2 \times 6 \text{ HA } 12 \Rightarrow A_H = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec un espacement } e = 17 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

$$\text{On adopte : } 4 \text{ HA } 8 = (2,01 \text{ cm}^2) / \text{m}^2$$

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doit dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le BAEL :

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right\} = \min\left\{0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa}\right\} = 3,26 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1310,07 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 3550} = 2,29 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 2,29 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,36 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

RPA révisé 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 1310,07 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 1775} = 4,6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 4,6 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{4794,29 \times 1000}{320000 + 15 \times 1582} = 5,401 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \dots \text{(Art. A.6.1, 23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \begin{cases} L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \\ L_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow L_s = 48 \text{ cm}$$

Remarque :

- Le ferrailage de reste des voiles de la structure est donné par les tableaux ci-dessous selon la zone et la nature des voiles (transversal ; longitudinal) et selon leur longueur

L : la longueur des voiles dans les tableaux est prise entre nus des poteaux.

- Pour un voile entre poteaux $L = L_{et} - (2 \times (\frac{b}{2} \text{ ou } \frac{h}{2}))$.

Avec : b et h : coté de poteau dans le sens de calcul

L_{et} : longueur de la portée entre axes des poteaux

- Pour un voile commençant par un poteau, il doit être terminé par un potelet ayant l'épaisseur de voile et donc $L = L_{et} - (\frac{b}{2} \text{ ou } \frac{h}{2})$.

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Voiles transversaux : VT1+VT2+VT4 : L= 4 m.

			VT1+VT2+VT4				
			zone I	zone II	zone III	zone IV	
caracteristiques géométriques	L (m)		3,55	3,6	3,65	3,7	
	he (m)		4,59	3,06	3,06	3,06	
	ep (m)		0,25	0,20	0,20	0,20	
	B (m2)		0,89	0,72	0,73	0,74	
	I (m4)		0,932	0,778	0,810	0,844	
	V (m)		1,78	1,80	1,83	1,85	
Caracteriqtiques mécaniques des materiaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10	
	fe (MPa)		400	400	400	400	
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0	
	σmax (KN/m2)		1505,51	1480,52	1568,82	2169,01	
	σmin (KN/m2)		-2526,55	-2349,10	-1978,53	-1959,33	
	T (KN)		1310,51	1102,44	905,37	647,10	
Calcul des sollicitations.	Nser (KN)		4794,29	4348,14	2961,85	1503,02	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)		1,33	1,39	1,61	1,94	
	Lt (m)		2,22	2,21	2,04	1,76	
	d (m)		0,88	0,93	1,02	0,88	
	Lt-d (m)		1,34	1,28	1,02	0,88	
	σ1 (KN/m2)		-1522,88	-1362,09	-989,27	-979,67	
	Nu1 (KN)		447,30	344,34	302,09	258,05	
	Nu2 (KN)		255,24	174,40	100,70	86,02	
	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	11,60	9,74	10,69	9,22	
		0,002.Bt [2]	4,42	3,71	4,07	3,51	
		0.23*B*ft28/fe [3]	2,67	0,22	0,25	0,21	
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	11,60	9,74	10,69	9,22	
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	11,18	8,61	7,55	6,45	
max ([4] ; [5])		11,60	9,74	10,69	9,22		
Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	6,38	4,36	2,52	2,15		
	max ([4] ; [6])	11,60	9,74	10,69	9,22		
Avj (cm2)		50,45	42,44	34,86	24,91		
Calcul des armatures.	Bande1	A1 (cm2)	24,21	20,35	19,40	15,45	
		Choix des barres/nappe	8HA14	8HA14	8HA14	8HA12	
		sections adoptées/nappe (cm2)	24,64	24,64	24,64	18,07	
	Bande2	A2 (cm2)	18,99	14,97	11,23	8,38	
		Choix des barres/nappe	7HA14	7HA12	7HA12	7HA12	
		sections adoptées/nappe (cm2)	21,56	15,81	15,81	15,81	
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	13,31	10,80	10,95	11,10	
		BAEL91	11,55	10,11	10,11	8,47	
		choix/nappe/ml	9HA14	10HA12	9HA12	9HA12	
		armatures transversales/m2	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
	Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,30	2,38	1,93	1,36
			BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,64	1,70	1,38	0,97
		ELS	σbc(max) = 15 MPa	5,01	5,57	3,75	1,90

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Voiles transversal : VT3 : L= 1,80 m

			VT3			
			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
caractéristiques géométriques	L (m)		1,575	1,6	1,625	1,65
	he (m)		4,59	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,39	0,52	0,53	0,53
	I (m4)		0,081	0,293	0,301	0,310
	V (m)		0,79	1,30	1,31	1,33
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m2)		997,91	631,08	847,27	1214,23
	σmin (KN/m2)		1629,89	1072,42	981,36	1814,43
	T (KN)		276,13	215,01	187,92	153,66
	Nser (KN)		2341,24	2164,40	1466,60	741,51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,60	0,96	0,22	1,06
	Lt (m)		0,98	0,64	1,41	0,59
	d (m)		0,40	0,64	0,70	0,71
	Lt-d (m)		0,58	0,99	0,70	0,88
	σ1 (KN/m2)		964,62	651,70	490,68	1004,94
	Nu1 (KN)		-129,32	-110,71	-103,69	-199,69
	Nu2 (KN)		-69,71	-64,82	-34,56	-88,36
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	5,23	6,74	7,40	7,44
		0,002.Bt [2]	1,99	2,57	2,82	2,83
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,20	0,16	0,17	0,17
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5,23	6,74	7,40	7,44
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	-3,23	-2,77	-2,59	-4,99
		max ([4] ; [5])	5,23	6,74	7,40	7,44
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	-1,74	-1,62	-0,86	-2,21
		max ([4] ; [6])	5,23	6,74	7,40	7,44
	Avj (cm2)		10,63	8,28	7,23	5,92
	Bande1	A1 (cm2)	7,89	8,81	9,20	8,92
		Choix des barres/nappe	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
		sections adoptées/nappe (cm2)	9,24	9,24	9,24	9,24
	Bande2	A2 (cm2)	0,91	0,45	0,94	-0,73
		Choix des barres/nappe	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	7,7	5,65	5,65	5,65
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	5,91	7,80	7,88	7,95
		BAEL91	11,55	9,24	3,85	3,85
		choix/nappe/ml	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12
		armatures transversales/m2	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99:	1,09	0,64	0,56	0,45
		τ b(max) = 5 PMa				
		BAEL91:	0,78	0,46	0,40	0,32
		τ (max) = 3.26 MPa				
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	5,06	3,76	2,68	1,34

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

Voiles longitudinaux : VL4 : L = 4m

			VL4			
			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
caractéristiques géométriques	L (m)		3,55	3,6	3,65	3,7
	he (m)		4,59	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,89	0,72	0,73	0,74
	I (m4)		0,932	0,778	0,810	0,844
	V (m)		1,78	1,80	1,83	1,85
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m2)		1082,36	824,91	446,55	752,38
	σmin (KN/m2)		2375,93	2315,52	1461,19	1063,94
	T (KN)		1173,69	1004,90	676,11	410,20
	Nser (KN)		5211,67	4620,86	3138,71	1577,49
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,11	0,95	0,85	1,53
	Lt (m)		2,44	2,65	2,80	2,17
	d (m)		0,74	0,63	0,57	1,02
	Lt-d (m)		1,70	2,02	2,23	1,15
	σ1 (KN/m2)		1654,36	1765,58	1163,49	562,35
	Nu1 (KN)		-373,16	-257,28	-149,50	-166,17
	Nu2 (KN)		-351,18	-357,35	-259,00	-64,42
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	9,72	6,62	5,98	10,73
		0,002.Bt [2]	3,70	2,52	2,28	4,09
		0.23*B*ft28/fe [3]	2,24	0,15	0,14	0,25
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	9,72	6,62	5,98	10,73
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	-9,33	-6,43	-3,74	-4,15
		max ([4] ; [5])	9,72	6,62	5,98	10,73
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	-8,78	-8,93	-6,47	-1,61
		max ([4] ; [6])	9,72	6,62	5,98	10,73
	Avj (cm2)		45,19	38,69	26,03	15,79
	Bande1	A1 (cm2)	21,02	16,29	12,49	14,68
		Choix des barres/nappe	8HA14	8HA12	9HA12	9HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	24,64	9,03	9,03	9,03
	Bande2	A2 (cm2)	2,52	0,74	0,03	2,34
		Choix des barres/nappe	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	7,90	7,90	7,90	7,90
	armatures horizontale (cm2)	RPA99	13,31	10,80	10,95	11,10
		BAEL91	11,55	9,24	3,85	3,85
		choix/nappe/ml	9HA14	9HA14	9HA14	9HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillemen	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	2,06	2,17	1,44	0,86
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,47	1,55	1,03	0,62
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	5,45	5,96	4,17	2,07

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

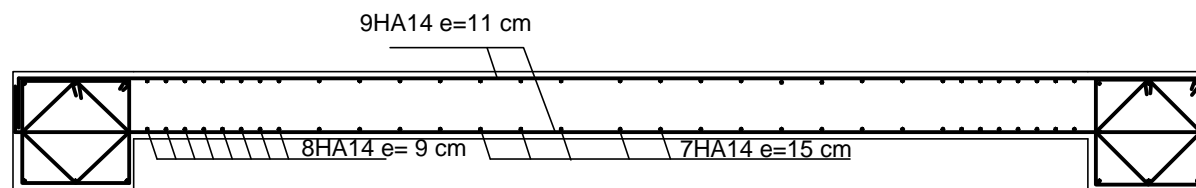
VL ₂ , VL ₃ et VL ₅ : L=3m			VL ₂ , VL ₃ et VL ₅			
			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
caractéristiques géométriques	L (m)		2,775	2,8	2,825	2,85
	he (m)		4,59	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,69	0,56	0,57	0,57
	I (m ⁴)		0,445	0,366	0,376	0,386
	V (m)		1,39	1,40	1,41	1,43
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)		817,57	467,27	6553,34	1397,34
	σmin (KN/m ²)		2153,98	1957,29	1583,51	1617,72
	T (KN)		695,56	496,98	378,60	249,94
	Nser (KN)		3651,65	3358,14	2318,02	1188,94
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,76	0,54	2,28	1,32
	Lt (m)		2,01	2,26	0,55	1,53
	d (m)		0,51	0,36	0,27	0,76
	Lt-d (m)		1,50	1,90	0,27	0,76
	σ1 (KN/m ²)		1608,93	1645,78	791,76	808,86
	Nu1 (KN)		-239,41	-129,62	-65,29	-185,53
	Nu2 (KN)		-302,18	-312,80	-21,76	-61,84
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	6,68	3,78	2,89	8,03
		0,002.Bt [2]	2,54	1,44	1,10	3,06
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,54	0,09	0,07	0,18
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	6,68	3,78	2,89	8,03
	Av1 (cm ²)	Nu1/σst [5]	5,99	3,24	1,63	-4,64
		max ([4] ; [5])	6,68	3,78	2,89	8,03
	Av2 (cm ²)	Nu2/σst [6]	7,55	7,82	0,54	-1,55
		max ([4] ; [6])	6,68	3,78	2,89	8,03
	Avj (cm ²)		26,78	19,13	14,58	9,62
	Bande1	A1 (cm ²)/nappe	13,38	8,56	6,53	10,43
		Choix des barres/nappe	9HA14	9HA12	9HA12	9HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	13,86	10,16	10,16	10,16
	Bande ²	A2 (cm ²)	-0,86	-3,04	3,10	0,86
		Choix des barres/nappe	7HA14	7HA12	7HA12	7HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	21,56	15,39	6,16	6,16
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	10,41	8,40	8,48	8,55
		BAEL91	11,55	9,24	3,85	3,85
		choix/nappe/ml	9HA14	6HA12	6HA14	6HA14
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 MPa	1,56	1,38	1,04	0,68
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	1,11	0,99	0,74	0,49
		ELC	4,79	5,46	3,94	2,00
	ELC		4,79	5,46	3,94	2,00

Chapitre VI : Ferrailage des voiles

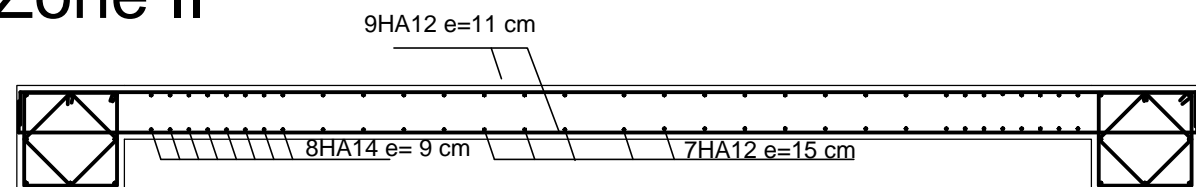
VL₁ : L = 2,5m

			VL ₁			
			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
caracteristiques géométriques	L (m)		2,275	2,3	2,325	2,35
	he (m)		4,59	3,06	3,06	3,06
	ep (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,57	0,46	0,47	0,47
	I (m4)		0,245	0,203	0,209	0,216
	V (m)		1,14	1,15	1,16	1,18
Caracteristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10	2,10
	fe (MPa)		400	400	400	400
	σst (MPa)		400,0	400,0	400,0	400,0
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m2)		1694,60	1025,89	323,61	591,96
	σmin (KN/m2)		2908,69	2712,13	1341,53	876,82
	T (KN)		1500,33	1330,86	1131,11	805,09
	Nser (KN)		4972,97	4589,23	3181,69	1612,73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,84	0,63	0,45	0,95
	Lt (m)		1,44	1,67	1,87	1,40
	d (m)		0,56	0,42	0,30	0,63
	Lt-d (m)		0,88	1,25	1,57	0,77
	σ1 (KN/m2)		1778,96	2028,20	1125,79	482,18
	Nu1 (KN)		-327,16	-199,48	-74,32	-85,81
	Nu2 (KN)		-195,50	-253,11	-176,96	-37,20
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	7,33	4,42	3,16	6,63
		0,002.Bt [2]	2,79	1,68	1,20	2,53
		0.23*B*ft28/fe [3]	1,69	0,10	0,07	0,15
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	7,33	4,42	3,16	6,63
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	-8,18	-4,99	-1,86	-2,15
		max ([4] ; [5])	7,33	4,42	3,16	6,63
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	-4,89	-6,33	-4,42	-0,93
		max ([4] ; [6])	7,33	4,42	3,16	6,63
	Avj (cm2)		57,76	51,24	43,55	31,00
	Bande1	A1 (cm2)	21,77	17,23	14,05	14,38
		Choix des barres/nappe	8HA14	8HA12	8HA12	8HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	12,32	9,03	9,03	9,03
	Bande2	A2 (cm2)	9,55	6,48	6,46	6,82
		Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	6,77	6,77	6,77	6,77
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	8,53	6,90	6,98	7,05
		BAEL91	11,55	9,24	3,85	3,85
		choix/nappe/ml	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 PMa	4,10	4,50	3,78	2,66
		BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	2,93	3,21	2,70	1,90
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	7,79	8,90	6,52	3,27

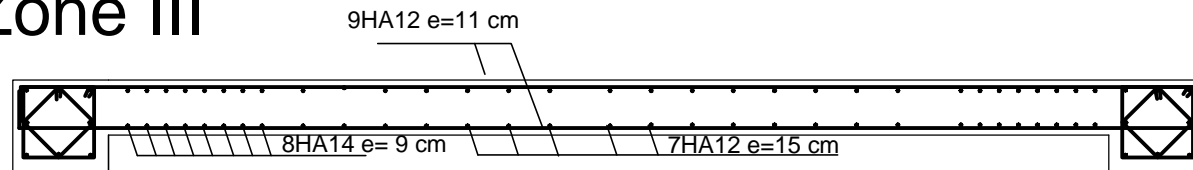
Zone I



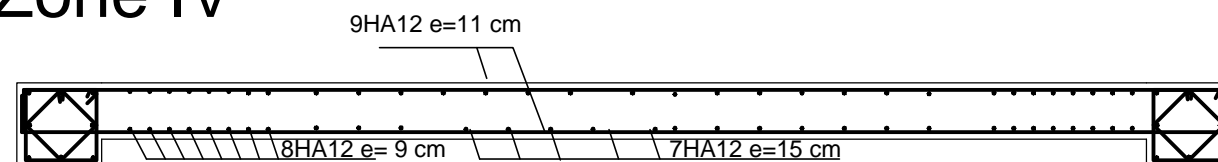
Zone II



Zone III



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI

TITRE :

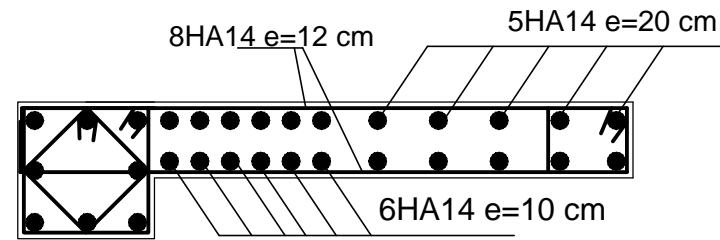
FERRAILLAGE DES
VOILES VT1,VT2 ET VT4

PROMOTION 2016/2017

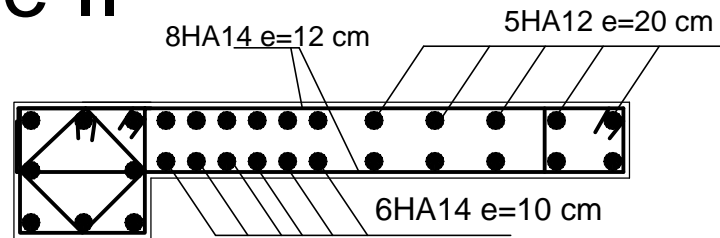
PLANCHE N°

ECHELLE

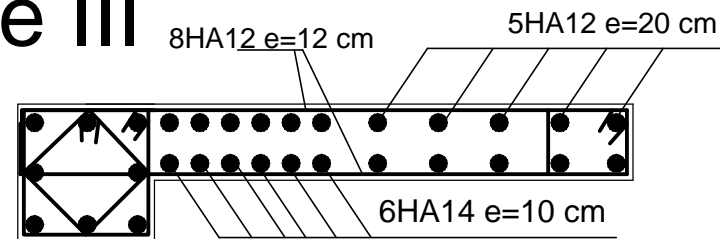
Zone I



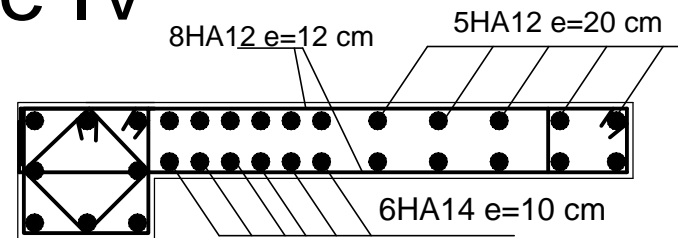
Zone II



Zone III



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI

TITRE :

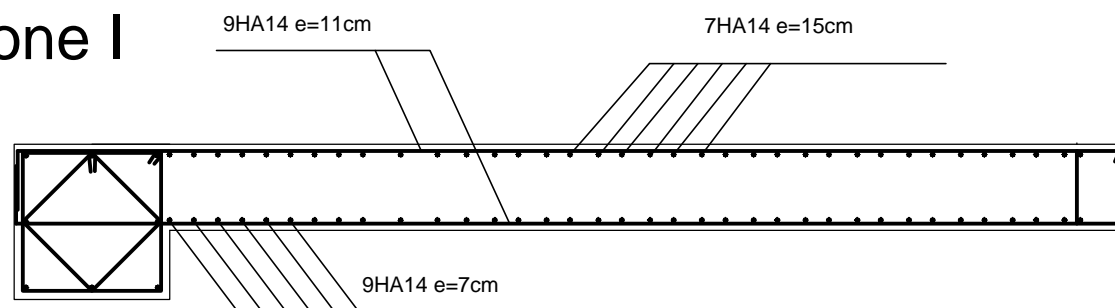
FERRAILLAGE DU VOILE VT3= 1,80 M

PROMOTION 2016/2017

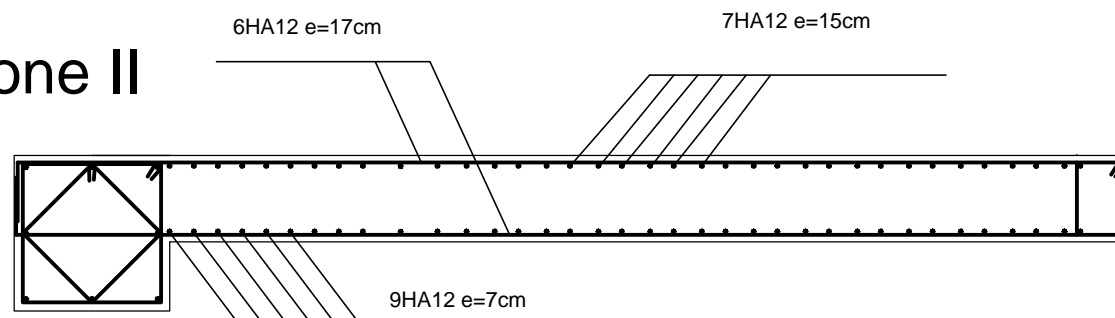
PLANCHE N°

ECHELLE

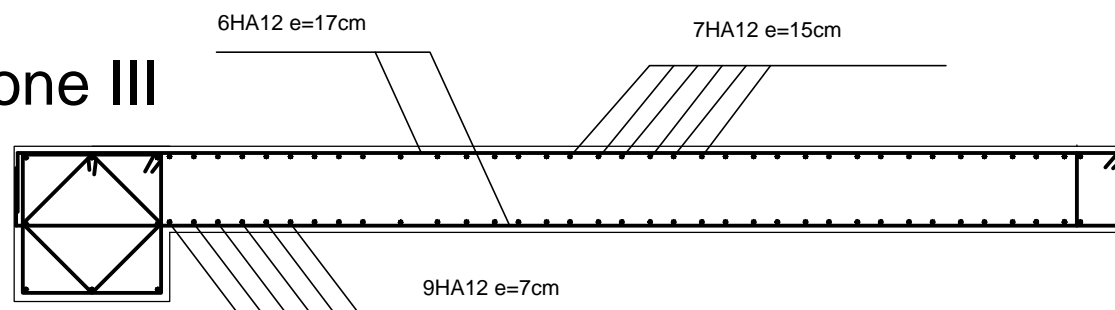
Zone I



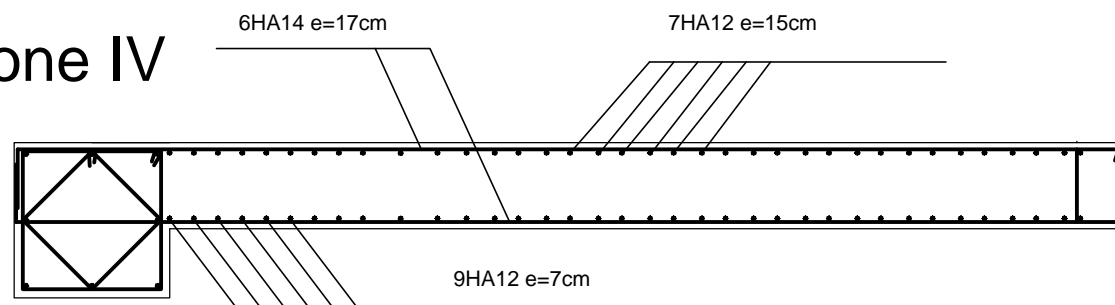
Zone II



Zone III



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI

TITRE :

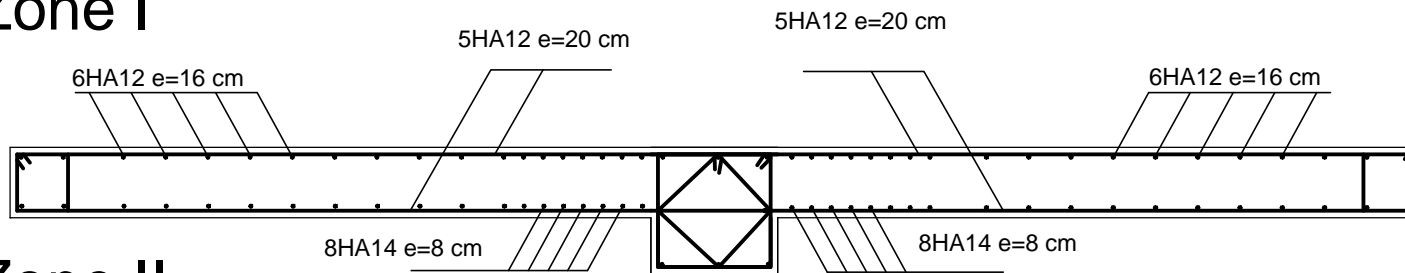
FERRAILLAGE DU VOILE
DE VL2, VL3 ET VL5 = 3M

PROMOTION 2016/2017

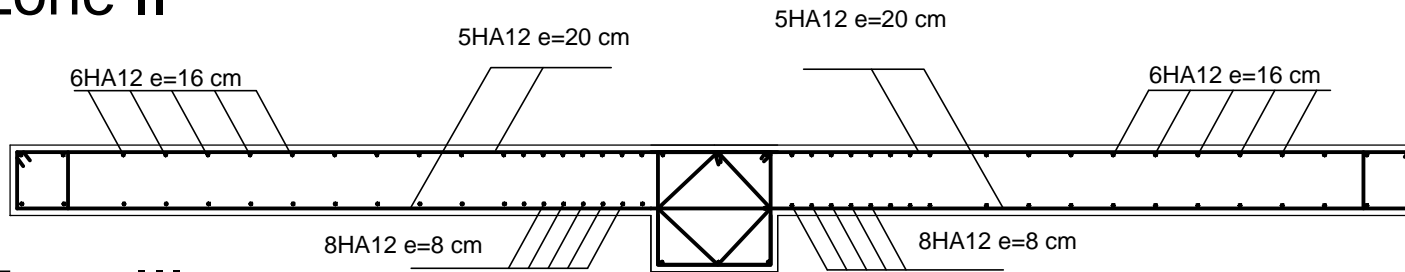
PLANCHE N°

ECHELLE

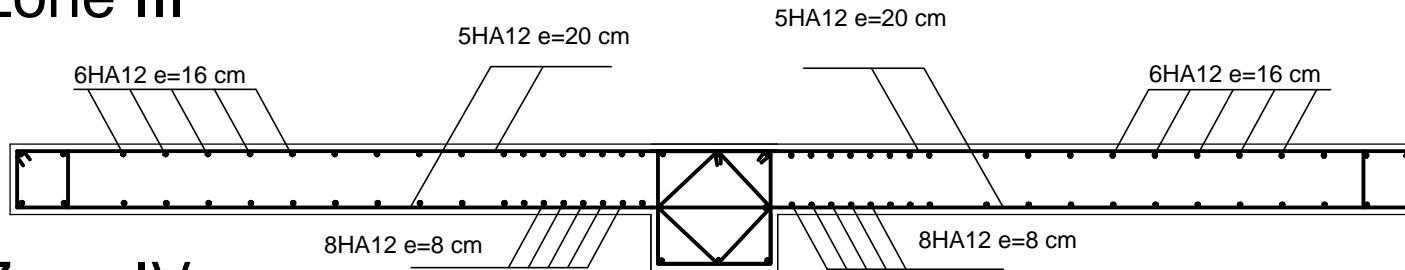
Zone I



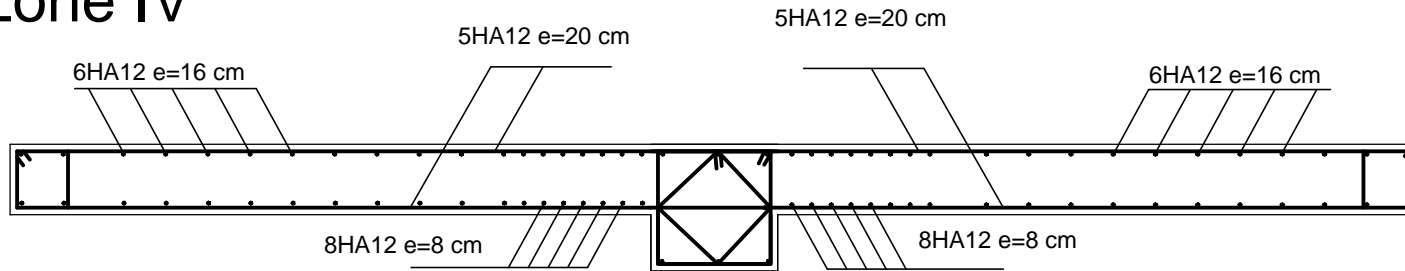
Zone II



Zone III



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI

TITRE :

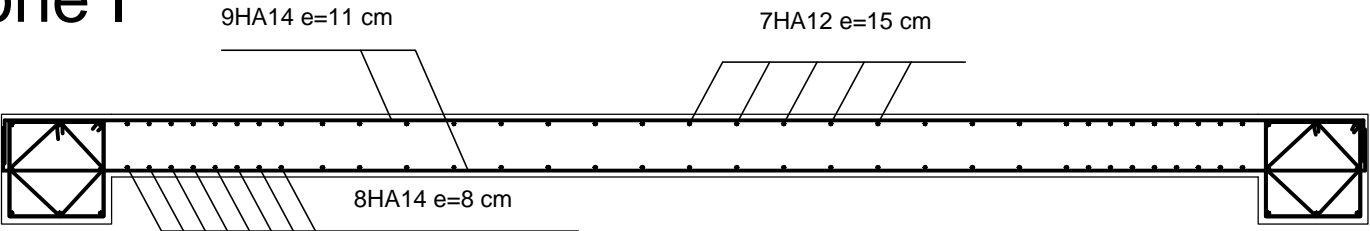
FERRAILLAGE DU VOILES VL1= 2,5 M

PROMOTION 2016/2017

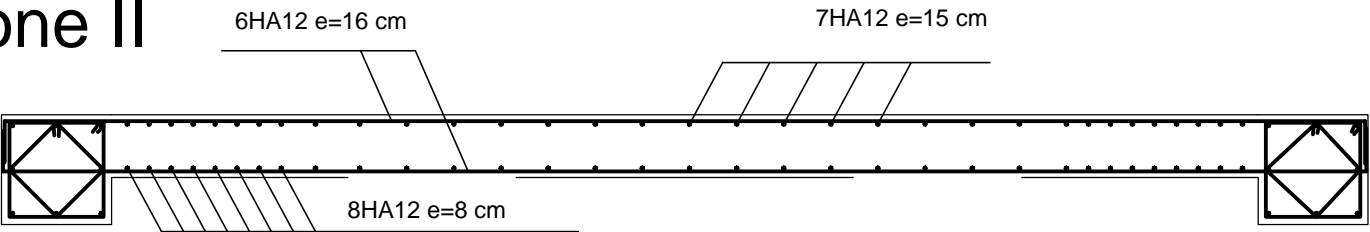
PLANCHE N°

ECHELLE

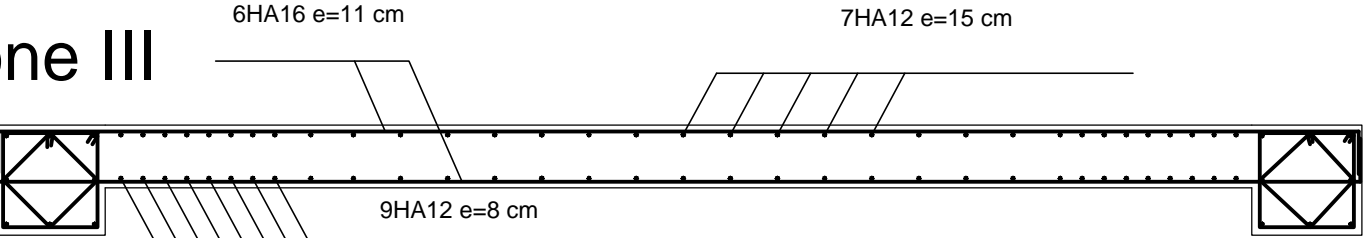
Zone I



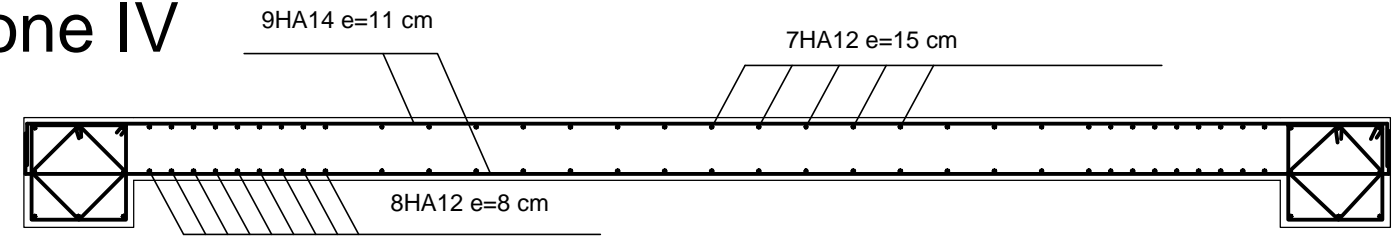
Zone II



Zone III



Zone IV



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :	TITRE :	
Mr: CHAIBI FARID	FERRAILLAGE DU VOILES VL4 = 4 M	
DIRIGE PAR :		
Mr: DJELLOULI		
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N°	ECHELLE

CHAPITRE VII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VII-1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général 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 s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du 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.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

a) 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 ;
- On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles continues :

1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicité au RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple:} \quad N_{ser} = 2387,22 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3,45 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

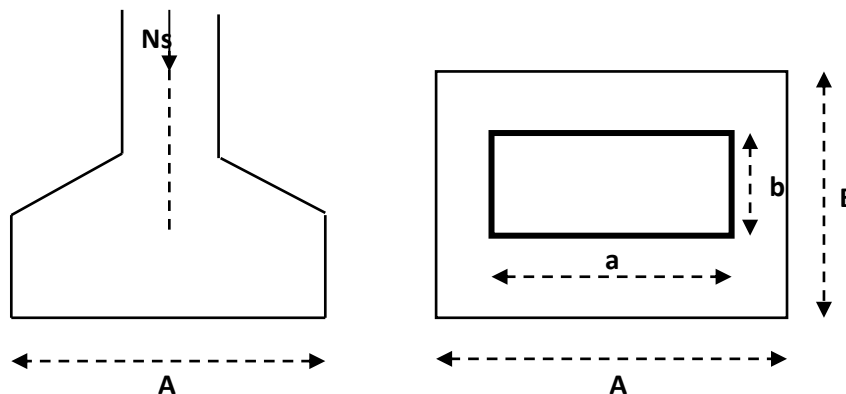


Fig VII-1) schéma d'une semelle

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

2. Semelles filantes :

2-1) 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.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Tableau VII-1) : la surface des voiles transversaux

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	3423,64	4	4 ,28	17,12
VT2	4794,29	4	5,99	23,96
VT3	2341,24	1,80	2 ,92	5,25
VT4	2893,23	4	3 ,62	14,48
				$\Sigma = 31,85$

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

Tableau VII-2) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1x2	4972,97	5,00	4,98	24,9
VL2	3651,64	3,00	6,08	18,24
VL3	3208,13	2,50	4,62	11,55
VL4	5211,67	4,00	6,52	26,08
VL5	3004,01	2,50	6,00	15
				$\Sigma = 95,77$

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 127,62 \text{ m}^2$.

2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

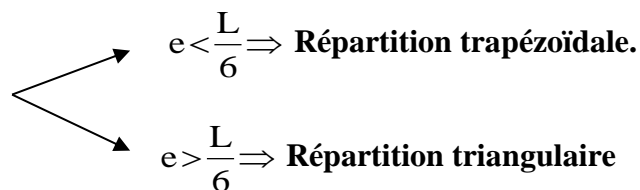
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



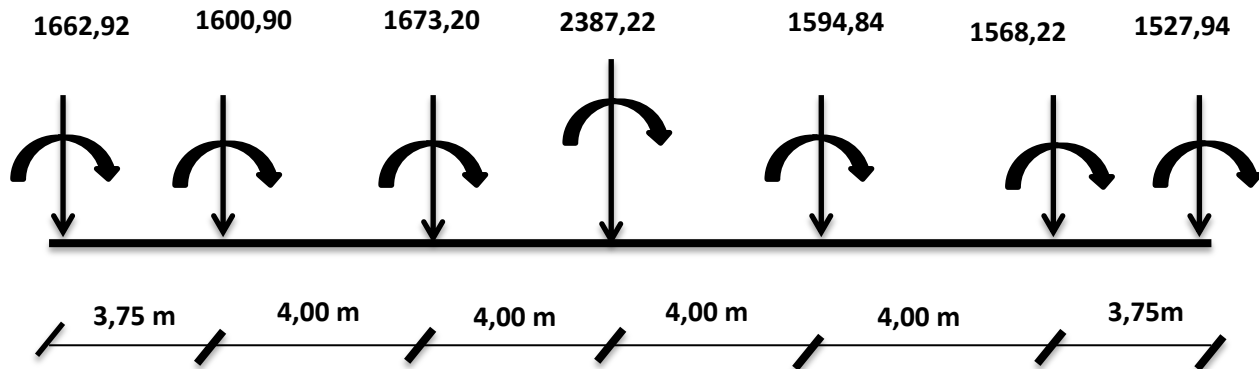
$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

Tableau VII-3) résumé de calcul :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
1	1662,92	-11,75	-19539,31	-0,003
2	1600,90	-8,00	-12807,20	0,042
3	1673,20	-4,00	-6692,80	0,042
4	2387,22	0	0	0,088
5	1594,84	+4,00	+6379,36	0,042
6	1568,22	+8,00	+12545,76	0,042
7	1527,94	+11,75	+17953,30	-0,003
	R = 12066,24		$\Sigma = - 2160,89$	$\Sigma = 0,25$

*Fig. VII.2) Répartition des efforts dans la semelle*

$$e = \frac{-2160,89 + (0,25)}{12066,24} = -0,18 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,018 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{12066,24}{23,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,18}{23,5}\right) = 537,05 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{12066,24}{23,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,18}{23,5}\right) = 467,35 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{12066,24}{23,5} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,18}{23,5}\right) = 525,26 \text{ kN/m}$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{525,26}{200} = 2,63 \text{ m} \text{ on prend } B = 2,70 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 2,70 \times 23,5 = 63,35 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 63,35 \times 7 = 443,45 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

$$S_t = 444,15 + 127,62 = 571,77 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 23,5 \times 22,95 = 539,325 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{571,77}{539,325} = 1,060$$

$$S_t > 50 \% S_{bat}$$

La surface des semelles représente 100 %

2-3) 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.

VII-3) Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :

1) Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4,00 \text{ m}$$

L max : portée maximale

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

2) Hauteur des nervures :

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} = 25\text{cm}$)

- Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \frac{400}{8} = 50 \text{ cm} \leq h \leq \frac{400}{5} = 80 \text{ cm}$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4xExI}{Kxb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

**Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
Le radier est rigide s'il vérifie :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

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 1m).

E : Module de déformation longitudinale déformée **$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$**

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,76 \text{ m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80 \text{ cm et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow \quad 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b_n = 40 \text{ cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$h_n = 80 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$b_n = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

3) Le débord :

Détermination des efforts :

a) Charges revenant à la superstructure :

Charge permanente : $G = 60753,3 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 8948,33 \text{ KN}$

b) Combinaison d'actions :

À l'ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 95439,41 \text{ KN.}$$

À l'ELS:

$$N_s = G + Q = 69701,62 \text{ KN.}$$

c) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{95439,41}{1,33 \times 200} = 359,93 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{69701,62}{200} = 348,51 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 359,93 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 539,325 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 359,93 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et

il sera calculé comme suit : $L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$

Soit un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$\text{Avec } S_{deb} = (23,5 + 22,95) \times 2 \times 0,50 + 0,50 \times 0,50 \times 4 = 47,45 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 539,325 + 47,45 = 586,775 \text{ m}^2$$

VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes:

Poids de bâtiment : $G = 60753,3 \text{ KN}$

➤ Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle:

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 586,775 \times 0,30 \times 25 = 4385,82 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0,40 \times (0,80 - 0,30) \times (23,5 \times 7 + 22,5 \times 7) \times 25 = 1625,75 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_b$$

$$= (586,775 - 130,06) \times (0,80 - 0,30) \times 17 = 3882,1 \text{ KN}$$

poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_{px} \times \rho_b$$

$$= (586,775 - 130,06) \times 0,1 \times 25 = 1141,80 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 11034,82 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 8948,33 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 586,775 = 2347,104 \text{ KN}$

Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 11034,82 + 60753,3 = 71788,12 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 2347,104 + 8948,33 = 11295,44 \text{ KN}$$

VIII-3- 3) Combinaisons d'actions:

Etat Limite Ultime :

$$N_{\text{u total}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 113857,13 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{\text{s total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 83083,88 \text{ KN.}$$

VII-3-4) Vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{\text{u tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{113857,13 \times 1}{586,775} \times \frac{4,00}{2} = 388,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{388,08 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,437 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,437 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'**ETABS** sont :

$$M_E^x = 39974,394 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 41293,931 \text{ KN.m}$$

C) Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,00 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 11,725 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24 \times 23,45^3}{12} = 25790,42 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{23,45 \times 24^3}{12} = 27014,40 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,3 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

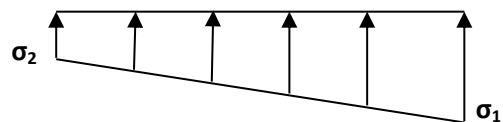


Fig. VII-3) : Diagramme des contraintes

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

Sens longitudinal :

$$M_x = 39374,394 + 5526,399 \times 0,80 = 43795,51 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{113857,13}{586,775} + \frac{43795,51}{27014,40} \times 12,00 = 213,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{113857,13}{586,775} - \frac{43795,51}{27014,40} \times 12,00 = 174,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 213,50 + 174,58}{4} = 203,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 203,77 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \times X_G = \frac{83083,88}{586,775} \pm \frac{43795,51}{27014,40} \times 12,00$$

$$\sigma_1 = 161,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122,142 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 151,323 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_y = 41807,70 + 4425,401 \times 0,8 = 45348,02 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{113857,13}{586,775} \pm \frac{41807,70}{25790,40} \times 11,725$$

$$\sigma_1 = 213,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 175,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 203,54 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y}{I_{XX}} \times Y_G = \frac{83083,88}{586,775} \pm \frac{41807,70}{25790,40} \times 11,725$$

$$\sigma_1 = 160,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 122,60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 151,105 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII-3-5) Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastree sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

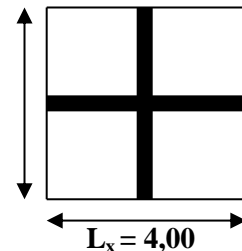
Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(4,00 - 0,45)}{(4,00 - 0,45)} = \frac{4,00}{4,00} = 1$$

$$L_y = 4,00 \text{ m}$$



$\rho = 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Fig. VII-4) Entre axes du panneau le plus

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 203,77 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 151,323 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (203,77 - \frac{11034,82}{586,775}) \times 1ml = 185,00KN/ml$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (153,323 - \frac{11034,82}{586,775}) \times 1ml = 134,517KN/ml.$$

- Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0368 \times 185,00 \times 4,00^2 = 108,93KN.m \\ M_{0y} &= 1,000 \times 108,93 = 108,93KNm \end{aligned}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.**-0,50:** pour les moments sur appuis intermédiaires.**-0,30:** pour les moments sur appuis de rives.

- **Sens de la petite portée :**

Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = (-0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 108,93 \Rightarrow M_{ax} = -54,46KNm$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 108,93 \Rightarrow M_{ay} = -54,46KNm$$

Moments aux appuis de rives:

$$M_{ax} = (-0,3) \times M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,3) \times 108,93 \Rightarrow M_{ax} = -32,68KNm$$

$$M_{ay} = (-0,3) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,3) \times 108,93 \Rightarrow M_{ay} = -32,68KNm$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = (0,85) \times M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 108,93 \Rightarrow M_{tx} = 92,59KN.m$$

$$M_{ty} = (0,85) \times M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 108,93 \Rightarrow M_{ty} = 92,59KN.m$$

a) Ferraillage suivant x-x :**a-1) Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54,46 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0526 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{54,46 \times 10^2}{0,9725 \times 27 \times 34,8} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

a-2) Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{16,34 \times 10^2}{0,992 \times 27 \times 34,8} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

a-3) En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,291 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,291 \times 10^2}{0,978 \times 27 \times 34,8} = 5,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

b) Ferraillage suivant y-y :**b-1) Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54,46 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,0526 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9725$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{54,46 \times 10^2}{0,9725 \times 27 \times 34,8} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

b-2) Aux appuis de rives:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16,34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{16,36 \times 10^2}{0,992 \times 27 \times 34,8} = 1,76 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

b-3) En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,291 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{46,291 \times 10^2}{0,978 \times 27 \times 34,8} = 5,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens longitudinal	Sens transversal
Armatures aux appuis intermédiaires	5 HA14/ml	5 HA14/ml
Armatures aux appuis de rives	5 HA14/ml	5 HA14/ml
Armatures en travée	5 HA14/ml	5 HA14/ml

Tableau VII-4) : ferrailage des portées :

• **Vérification à l'état limite ultime :**

- Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

- **Vérifications l'état limite de service :**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$M_{sx} = 79.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 79, 20 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{sa} = (-0,5) \times M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 79,20$$

$$M_{sa} = -39,6 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rives :

$$M_{sa} = (-0,3) \times M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 79,2$$

$$M_{sa} = -23,76 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{st} = (0,85) \times M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 79,2$$

$$M_{st} = 67,32 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis intermédiaires:

$$\mu = 0,0526 \rightarrow \alpha = 0,0674$$

$$\alpha = 0,0674 < \frac{1,375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

-Aux appuis de rives:

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{0,68 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,093$$

-En travée :

$$\mu = 0,044 \rightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 < \frac{0,677 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,0781 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur $L = 50 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

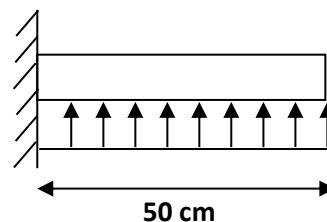


Fig. VII -5) Schéma statique du débord

2-1) Sollicitations de calculs :

A l'ELU:

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{185,00 \times 0,50^2}{2} = 23,13 \text{ KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{134,51 \times 0,50^2}{2} = 16,82 \text{ KN.m}$$

2-2) Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23,13 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{23,13 \times 10^2}{0,989 \times 27 \times 34,8} = 2,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 5 \text{ HA14/ml} = 7,70 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 5 \text{ HA14} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

2-3) Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23,13}{16,82} = 1,375$$

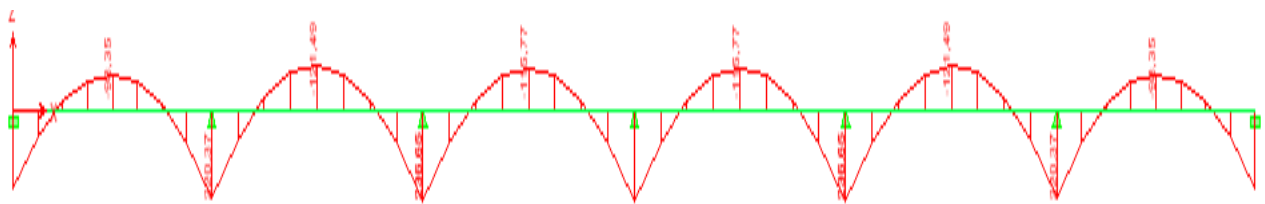
$$\mu = 0,022 \rightarrow \alpha = 0,0272$$

$$\alpha = 0,0272 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

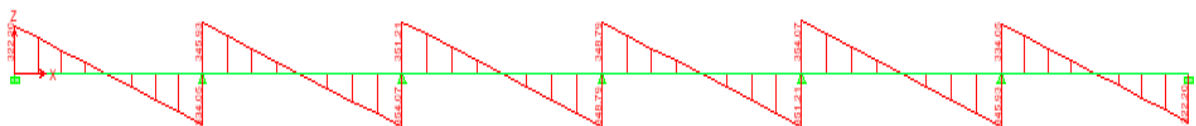
\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

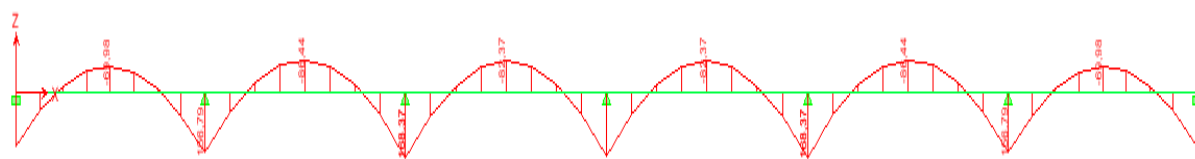
- Sens longitudinal (x-x) :

 $KN.m$ 

KN.



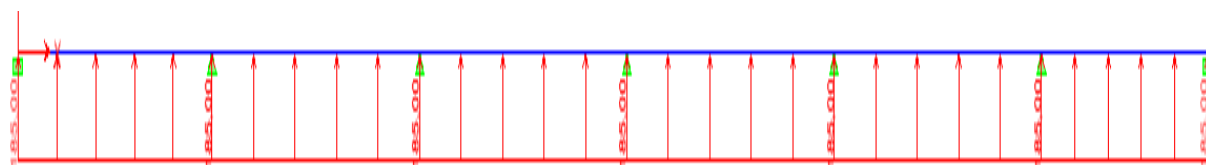
FigVII-9) Le chargement à ELS



KN.m

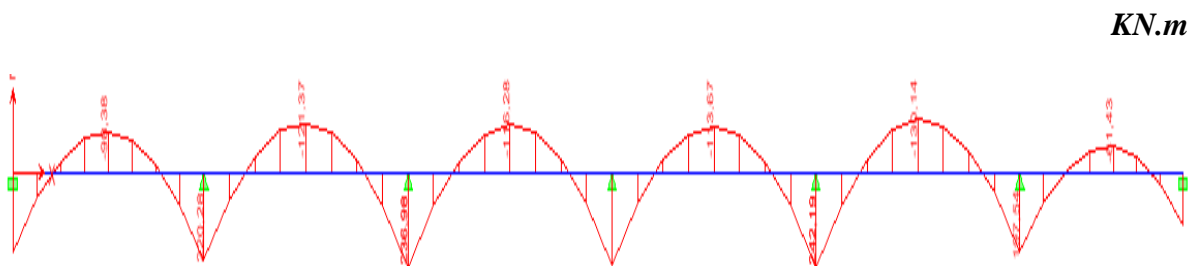
FigVII-10) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

• Sens transversal (y-y):



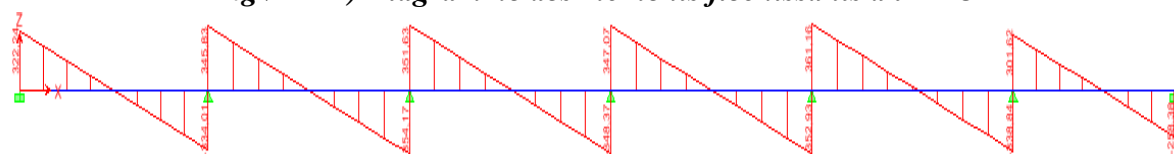
KN/ml

FigVII-11) Le chargement à ELU



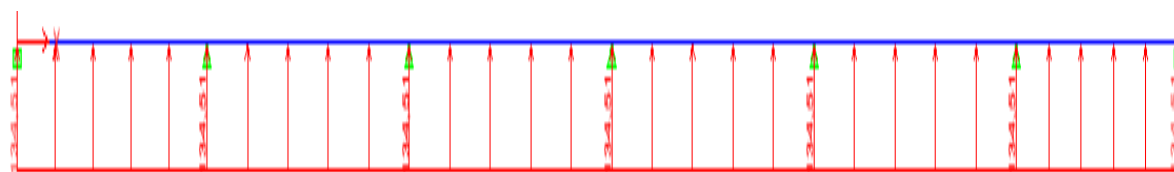
KN.m

FigVII-12) Diagramme des moments fléchissants à l'ELU



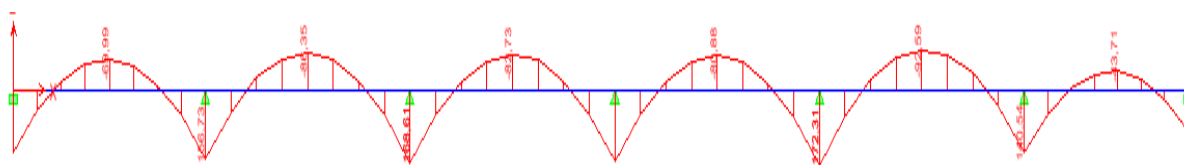
KN.

FigVII-13) Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



FigVII-14) Le chargement. à ELS

KN.

**FigVII-15) Diagramme des moments fléchissant (ELS)**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 130,14$	$M_{tu \max} = 121,49$
$M_{au \max} = 242,19$	$M_{au \max} = 236,65$
$M_{ts \max} = 92,59$	$M_{ts \max} = 86,44$
$M_{as \max} = 172,31$	$M_{as \max} = 168,37$
$T_u \max = 354,07$	$T_u \max = 354,07$

Tableau VII-5) Sollicitations maximales:**3-1) Calcul du ferrailage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$B = 50 \text{ cm}$$

$$d = 77 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34,8 \text{ MPa}$$

Tableau VII-6) les résultats de calcul :

		M KN.m	μ	β	A_{cal} (Cm ²)	choix	A_{adop} (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	236,65	0,056	0,971	9,10	4HA16+4HA12	12,55
	Travée	121,49	0,029	0,986	4,50	4HA14+4HA12	10,68
Sens transversal	Appui	242,19	0,058	0,970	9,32	4HA16+4HA12	12,55
	Travée	130,14	0,031	0,985	4,94	4HA14+4HA12	10,68

Chapitre VII : **Etude de l'infrastructure**

3-2) Vérification à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4,65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,34 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{20 ; 24\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}.$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 3,00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 354,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{354,07 \times 10^3}{500 \times 770} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre VII : **Etude de l'infrastructure**

3-3) Vérification à l'ELS :

a) Sens longitudinal :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{236,65}{168,37} = 1,41$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,455$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{121,49}{86,44} = 1,40$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

$$\alpha = 0,0398 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

b) Sens transversal :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{242,19}{172,31} = 1,40$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

$$\alpha = 0,0747 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

- **En travées :**

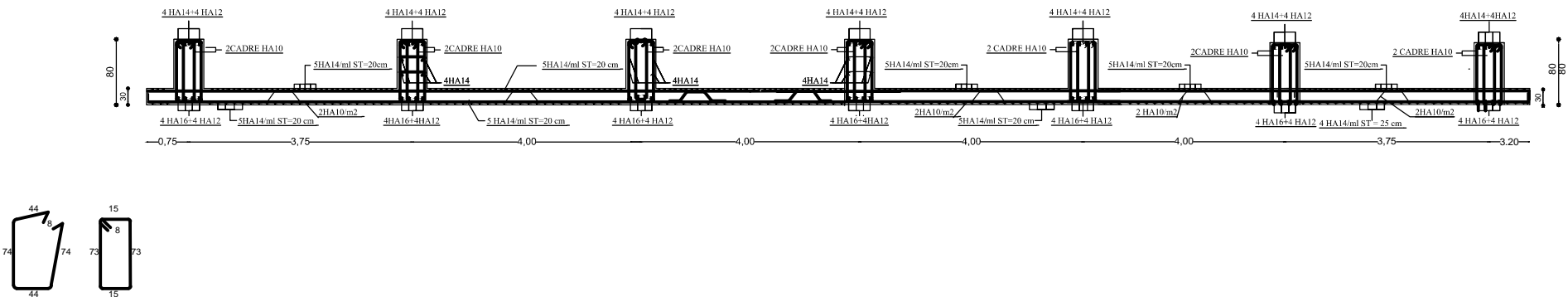
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{130,14}{92,59} = 1,40$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

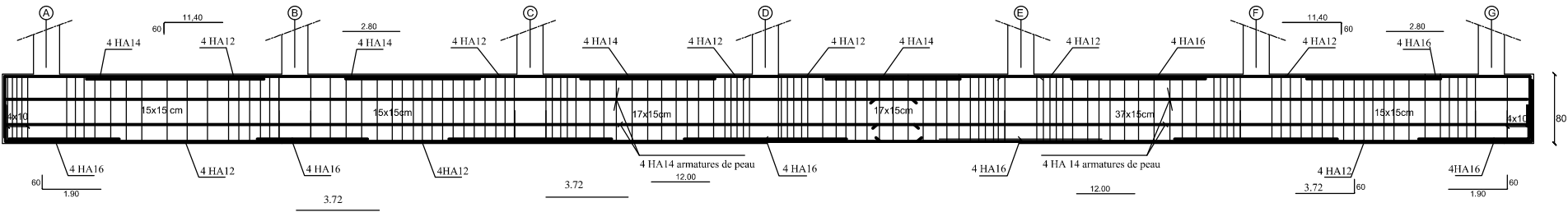
$$\alpha = 0,0381 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Ferrailage du radier



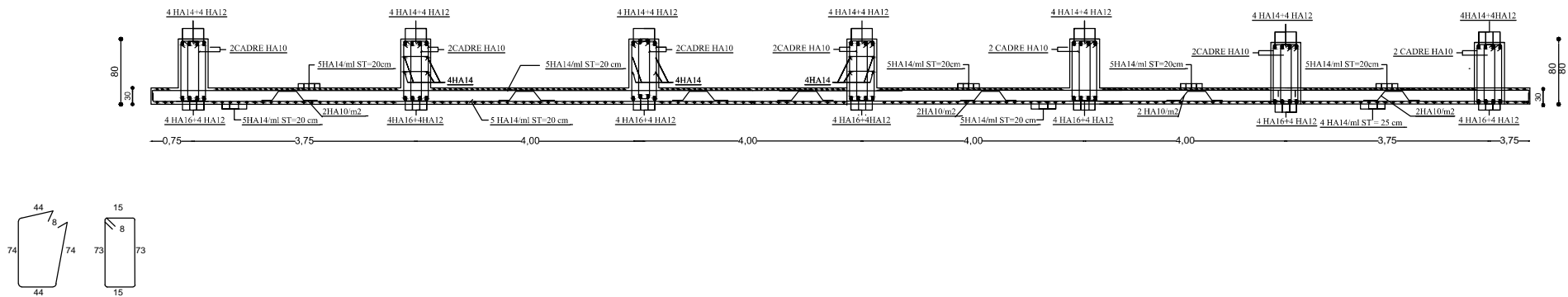
cadres des nervures



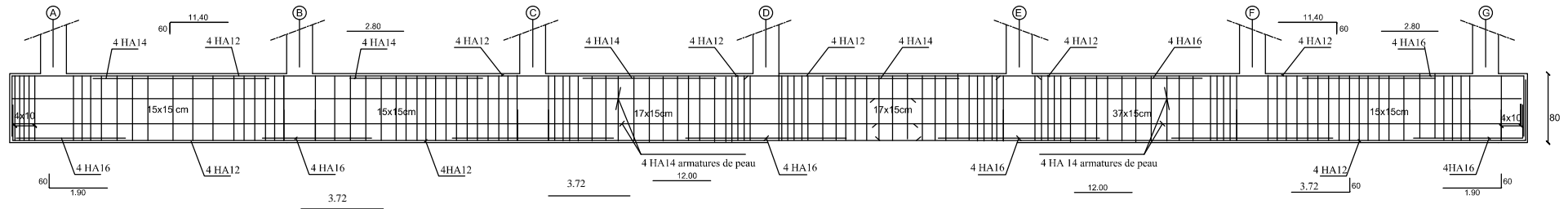
ferrailage de la nervure

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR :	TITRE :	
Mr: CHAIBI FARID	Ferrailage du radier et de la nervure	
DIRIGE PAR :	Sens transversal	
Mr: DJELLOULI		
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N°	ECHELLE

Ferraillage du radier



cadres des nervures



ferrailage de la nervure

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDE PAR :</u> Mr: CHAIBI FARID	<u>TITRE :</u> Ferrailage du radier et de la nervure Sens longitudinal	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mr: DJELLOULI	PROMOTION 2016/2017	
PLANCHE N°		ECHELLE

Conclusion

L'étude de ce projet m'a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

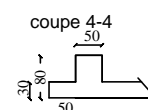
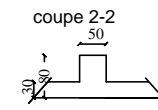
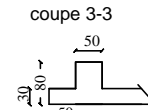
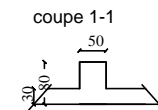
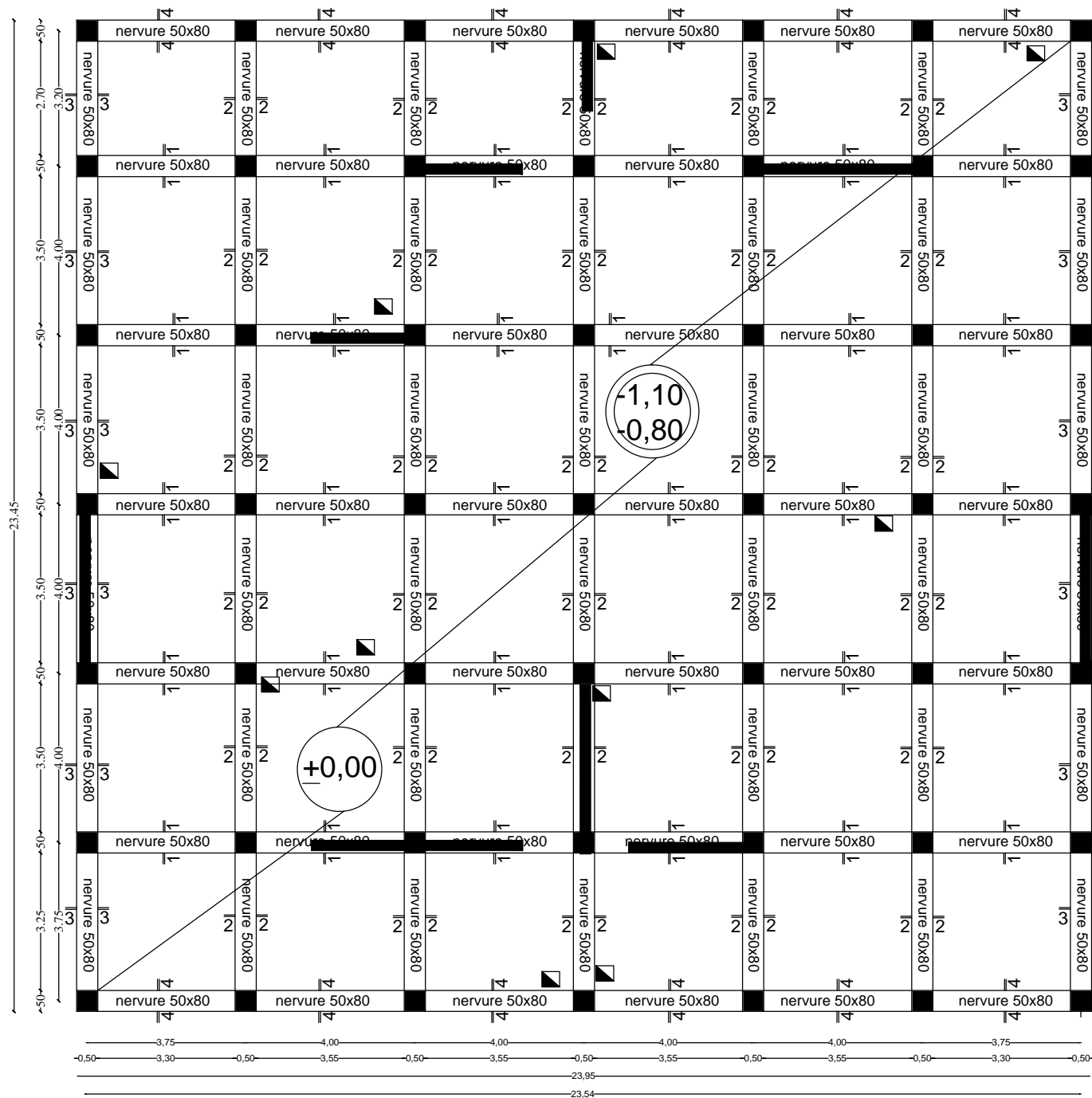
Suite à cela, ce modeste travail m'a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs m'ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

J'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin, je souhaite que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

PLANS DE COFFRAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

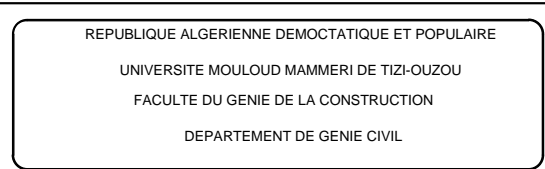
Mr: DJELLOULI

PROMOTION 2016/2017

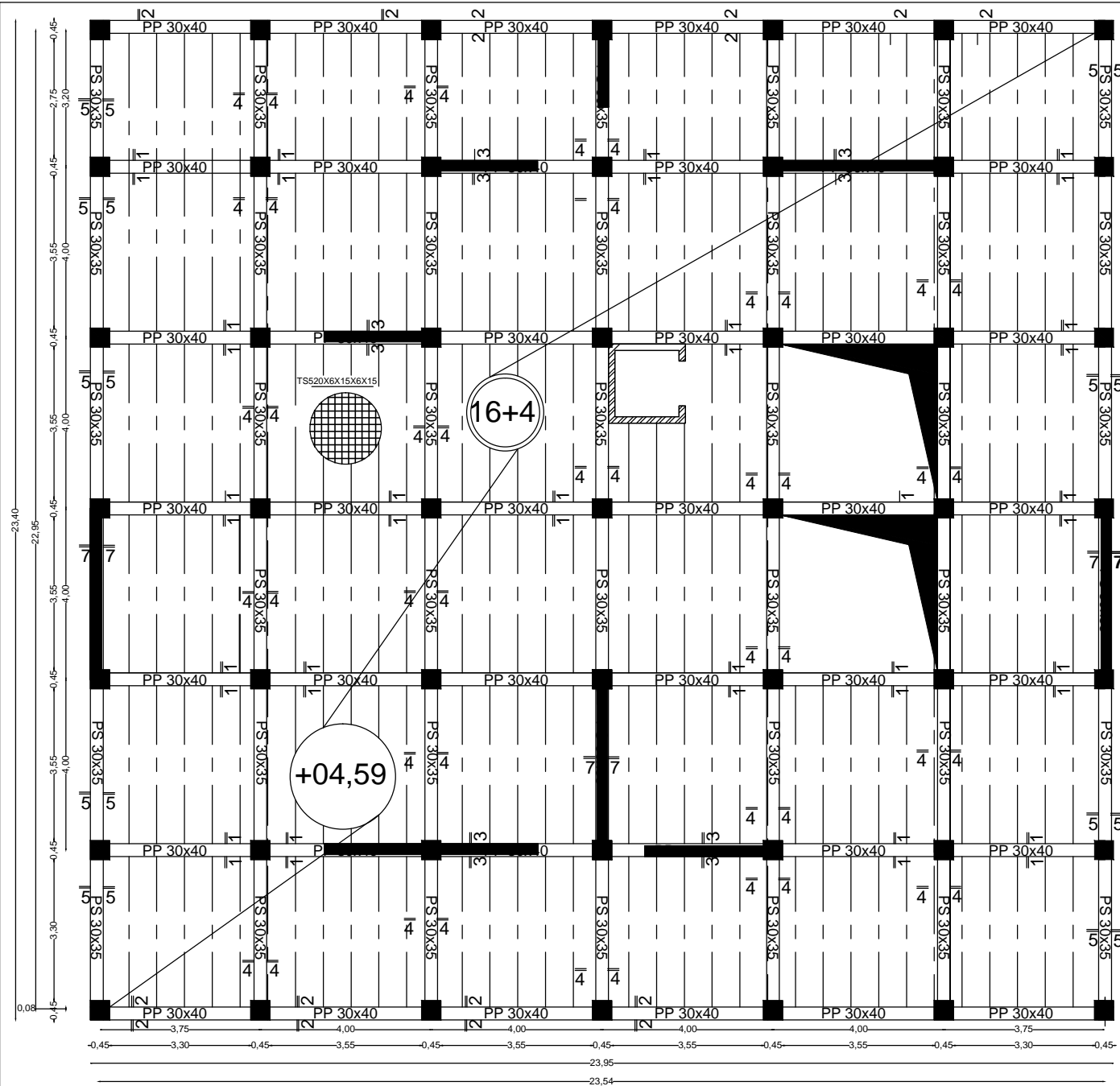
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE
DES FONDATIONS

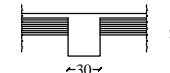
PLANCHE N°:06



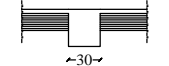
ECHELLE



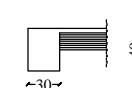
Coupe 1-1



Coupe 4- 4



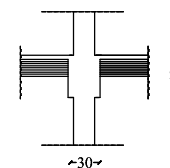
Coupe 2-2



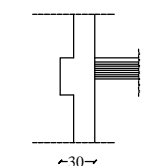
Coupe 5- 5



Coupe 3-3



Coupe 6-6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

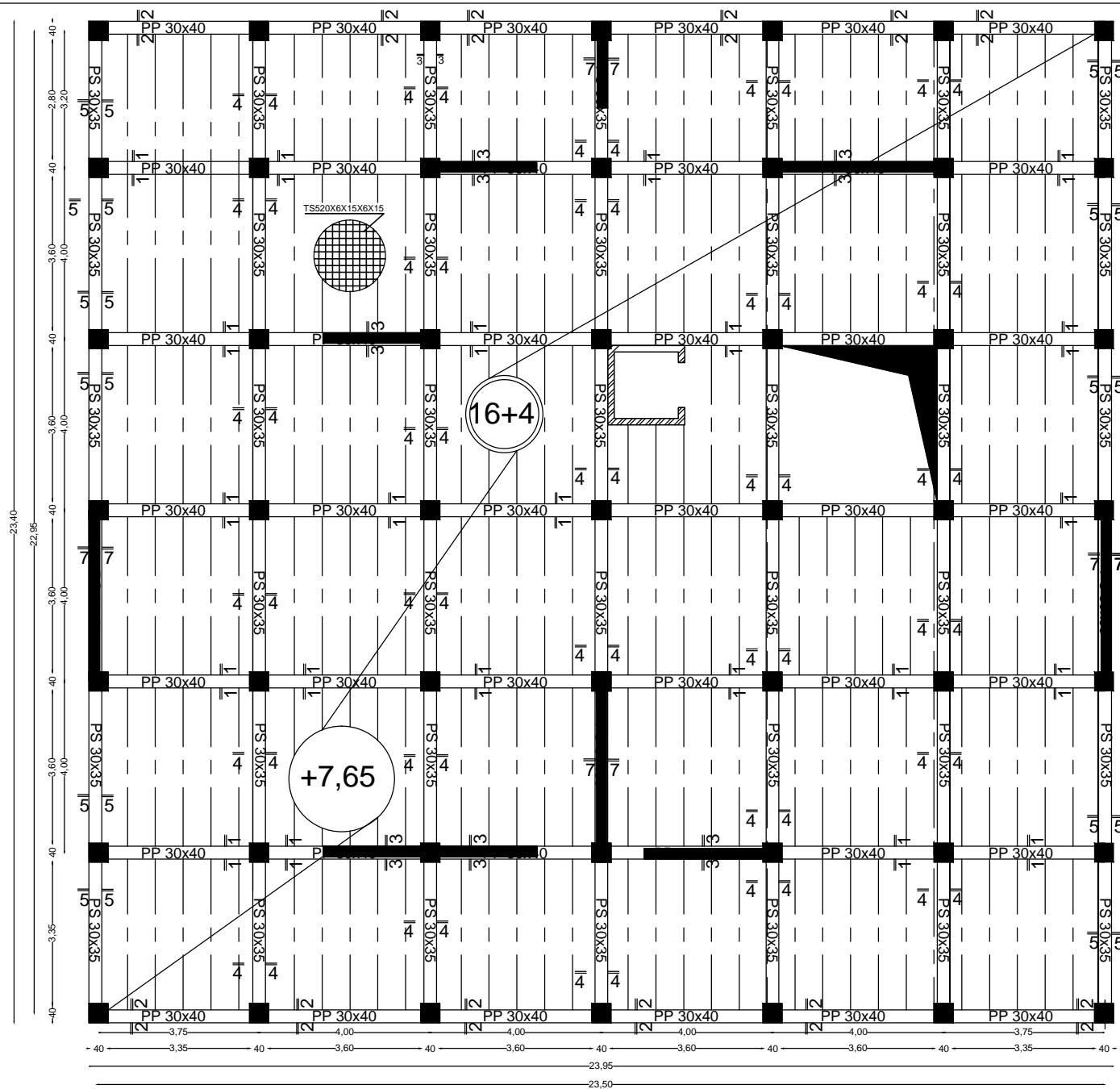
Mr: DJELLOULI.H

PROMOTION 2016/2017

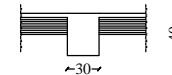
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE DE RDC

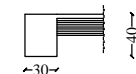
PLANCHE N°: 01



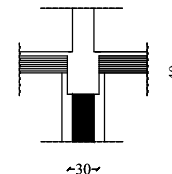
Coupe 1-1



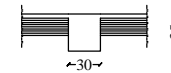
Coupe 2-2



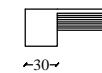
Coupe 3-3



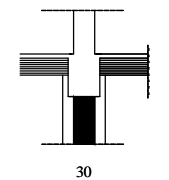
Coupe 4- 4



Coupe 5- 5



Coupe 7-7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

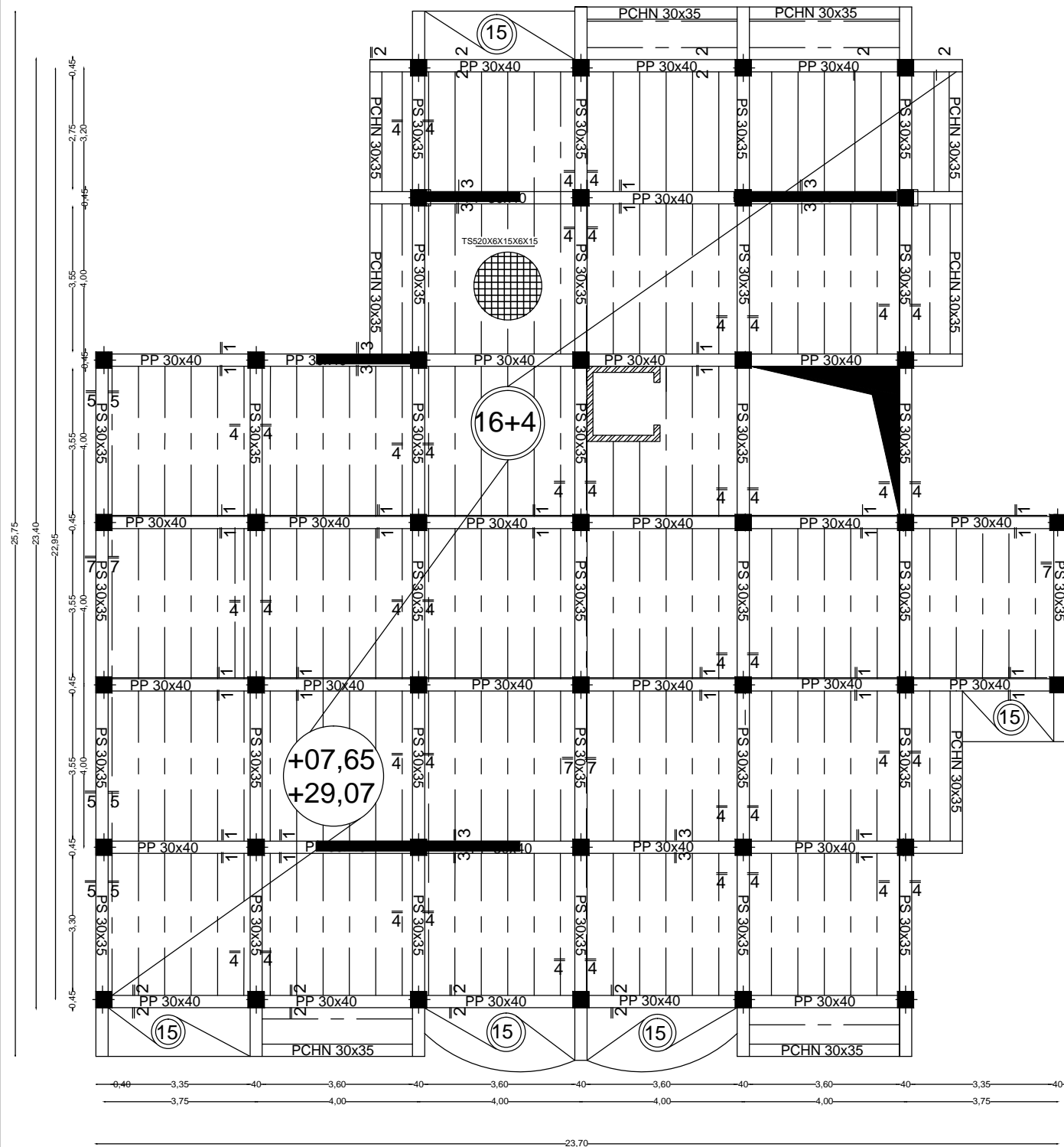
Mr: DJELLOULI.H

PROMOTION 2016/2017

TITRE :

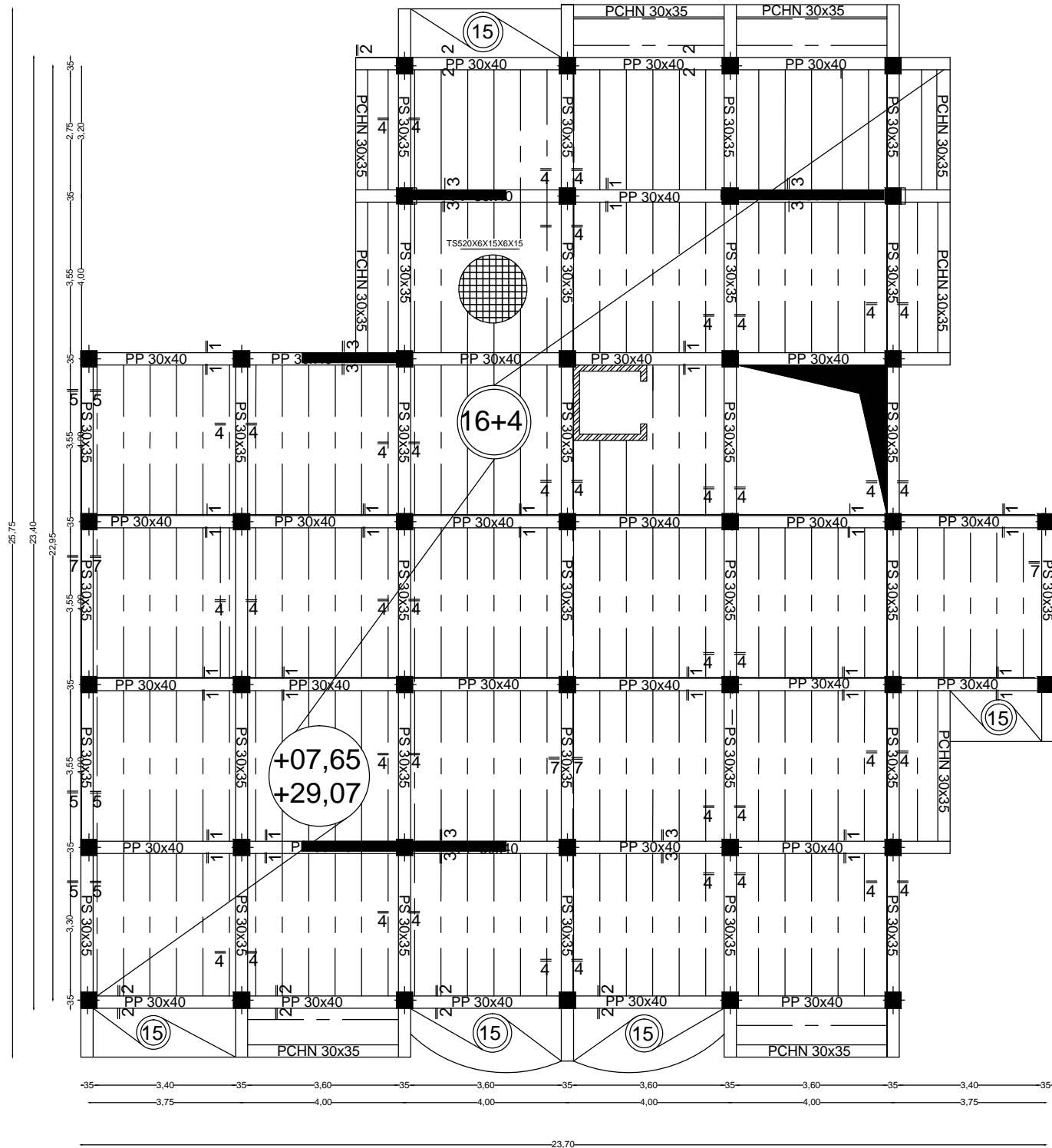
PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE DE SERVICE

PLANCHE N°:02

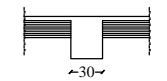


A diagram of a T-section with a width of 30 and a height of 35. The top flange is shaded with horizontal lines. The dimensions are indicated by arrows: 30 for the width and 35 for the height.

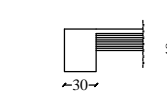
PLANCHE N°:03



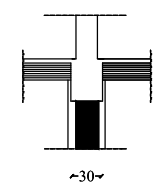
Coupe 1-1



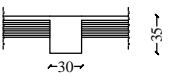
Coupe 2-2



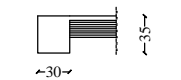
Coupe 3-3



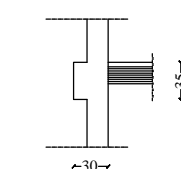
Coupe 4- 4



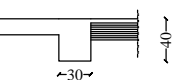
Coupe 5- 5



Coupe 6-6



Coupe 7- 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

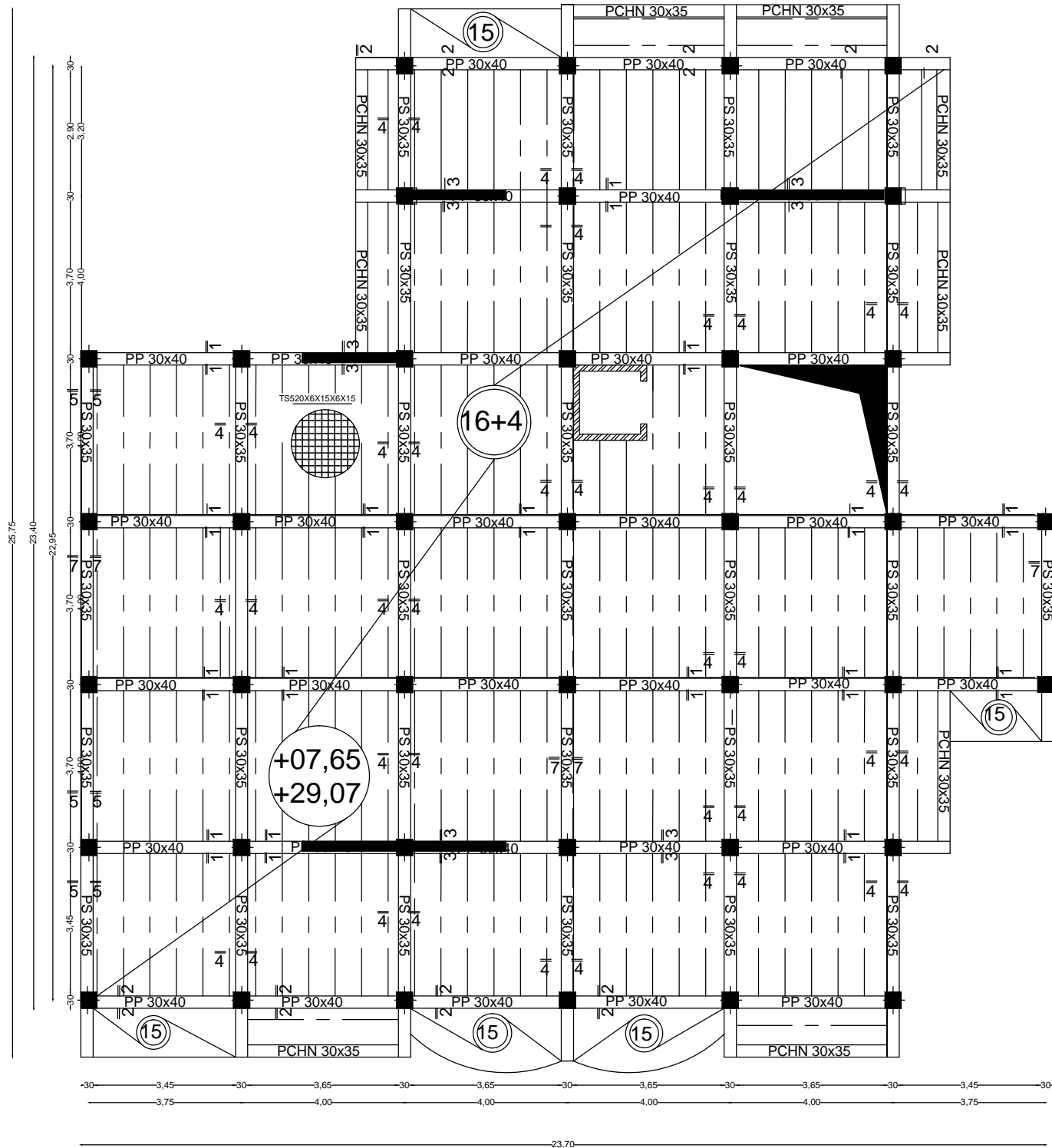
Mr: DJELLOULI

PROMOTION 2016/2017

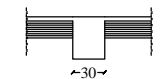
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE
COURANT 4,5 et 6

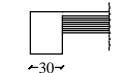
PLANCHE N°:03



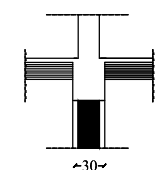
Coupe 1-1



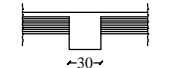
Coupe 2-2



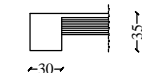
Coupe 3-3



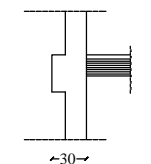
Coupe 4- 4



Coupe 5- 5



Coupe 6-6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

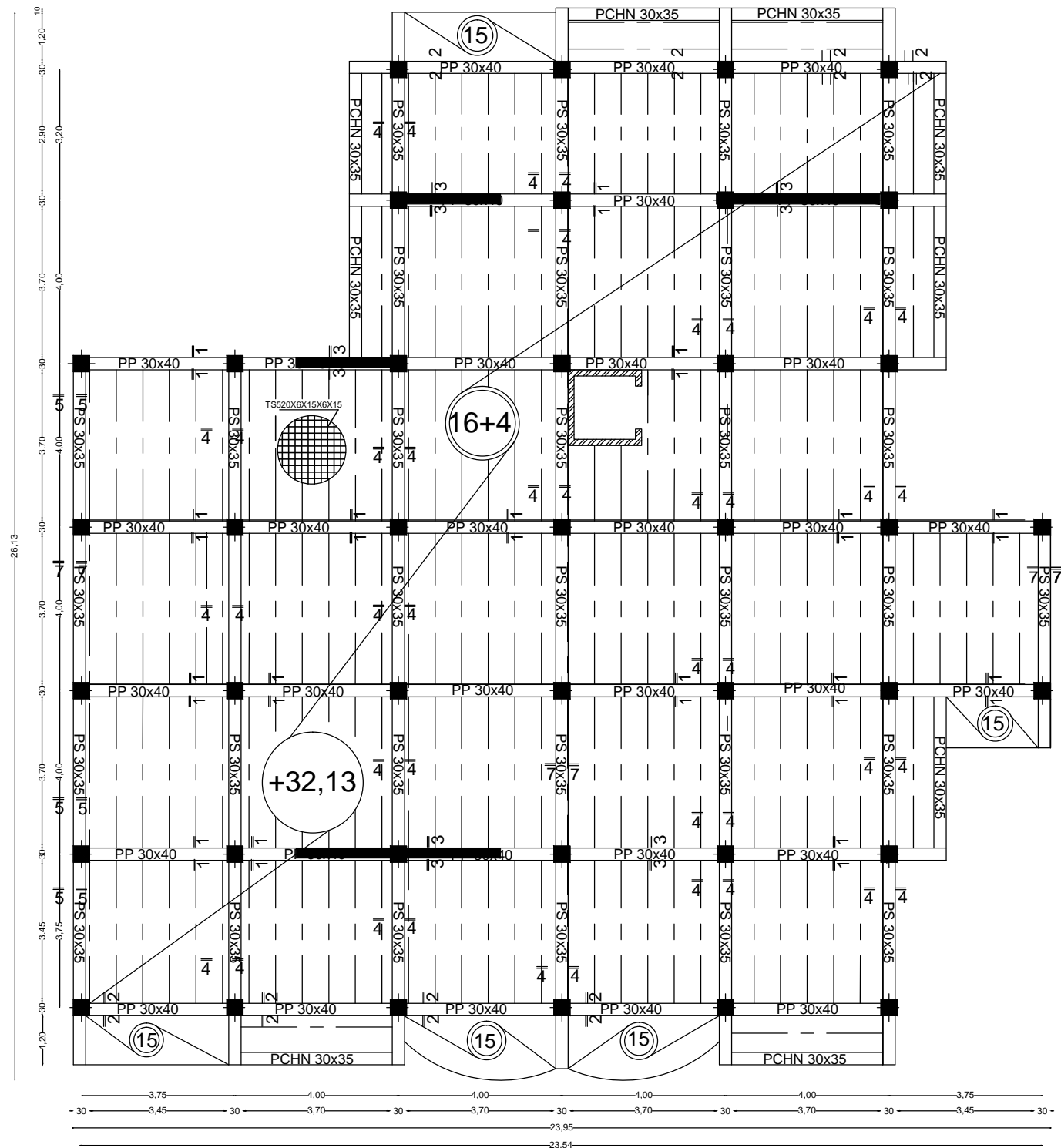
Mr: DJELLOULI

PROMOTION 2016/2017

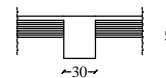
TITRE :

PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE
COURANT 7,8 et 9

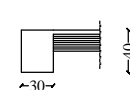
PLANCHE N°:03



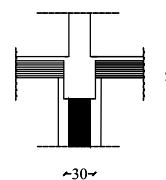
Coupe 1-1



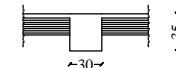
Coupe 2-2



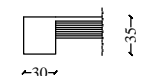
Coupe 3-3



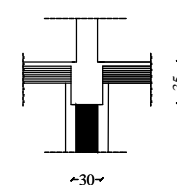
Coupe 4- 4



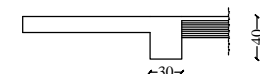
Coupe 5- 5



Coupe 6-6



Coupe 7- 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr: CHAIBI FARID

DIRIGE PAR :

Mr: DJELLOULI

PROMOTION 2016/2017

TITRE :

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

PLANCHE N°:04

Bibliographie

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*
ALBERT Fuentes.
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*
- *Calcul des ouvrages en béton armé suivant le BAEL (théorie et application) PIERRE CHARON*