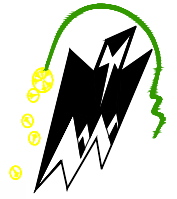


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master professionnel en Génie Civil
Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un Bâtiment en R+11 à usage d'habitation contreventé par
voiles et portiques (ossature mixte)*



Etudié par : Melle MOULAHCENE Samia
: Melle KHELIFI Fatma

Dirigé par : M^r MANSOURI

Année 2013/2014

Remerciements

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr MANSOURI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nos remerciements s les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous fer ont l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons d e chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicaces

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné
le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je
Dédie :*

*À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :
Ma mère et mon père ; sans eux je n'aurai pas aboutie à ce stade d'étude
Que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.*

À ceux que j'aime et que j'adore :

*Mes frères : Saïd, Mourad, Kader
Mes sœurs : Sonia, Nadia et son fils Yanis et son marie Fawzi*

Mon binôme Samia

*Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon
parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,
Tout mes adorables amis (es) sans exception, je site
Toufik, Souhila, Myriam, Zohra, Samia.*

A toute la promotion 2014.

Fatma

Dédicaces

*Avant tout je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné
le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je*

Dédie :

*À la mémoire de mon très cher père et que dieu leur mène dans
sa vaste paradis*

*A ma mère ma source d'encouragement et de réussite pour son
aide et son soutien que dieu tous le puissant la garde en
bonne santé*

*À mon très cher frère que j'aime et que
j'adore « Mark-fiche »*

*A toutes mes sœurs et leurs maris
A mes neveux et mes nièces
A toute ma famille*

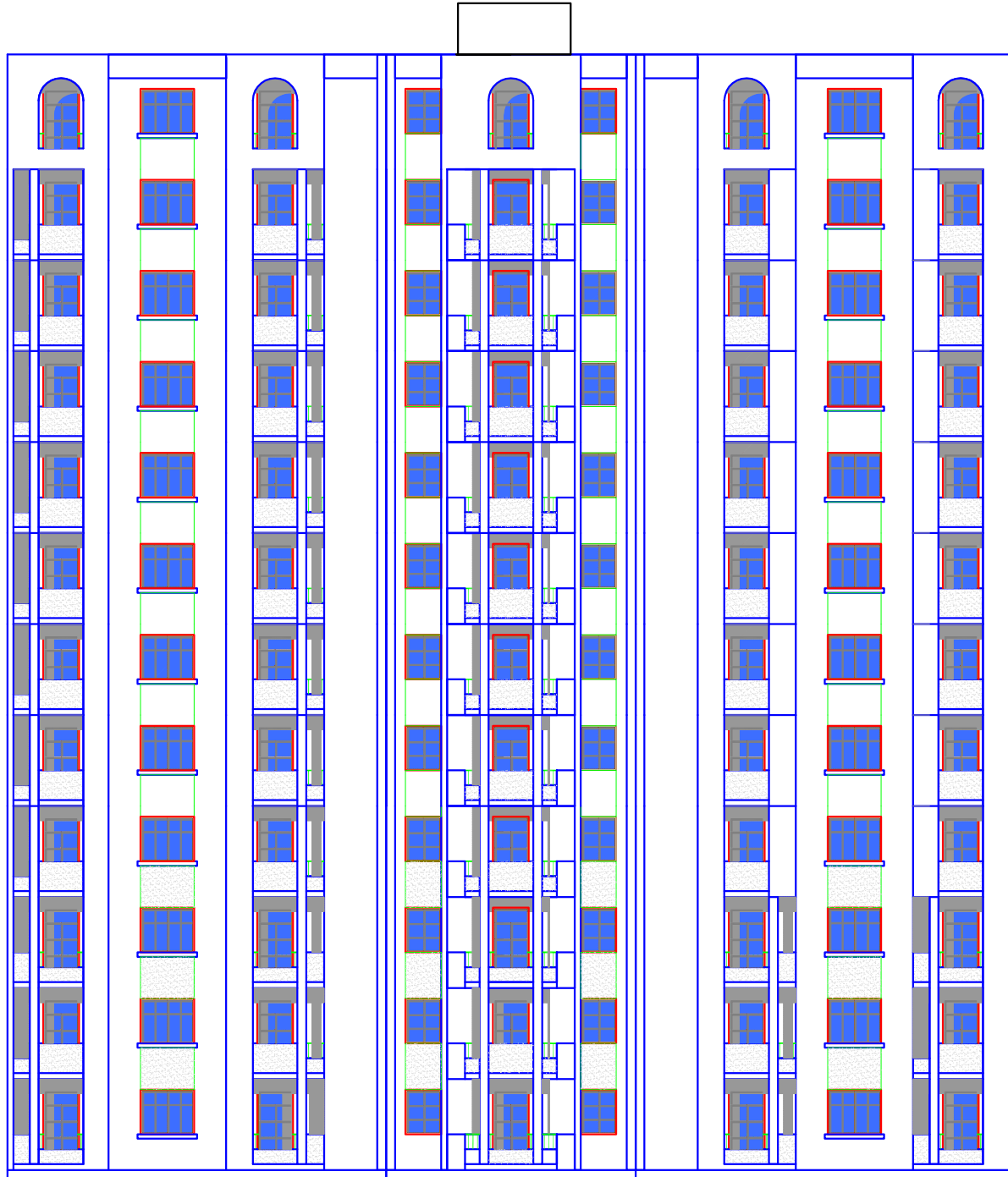
A mon binôme Chahira

*A toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon
parcours et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*

A tout mes adorables amis (es) sans exception.

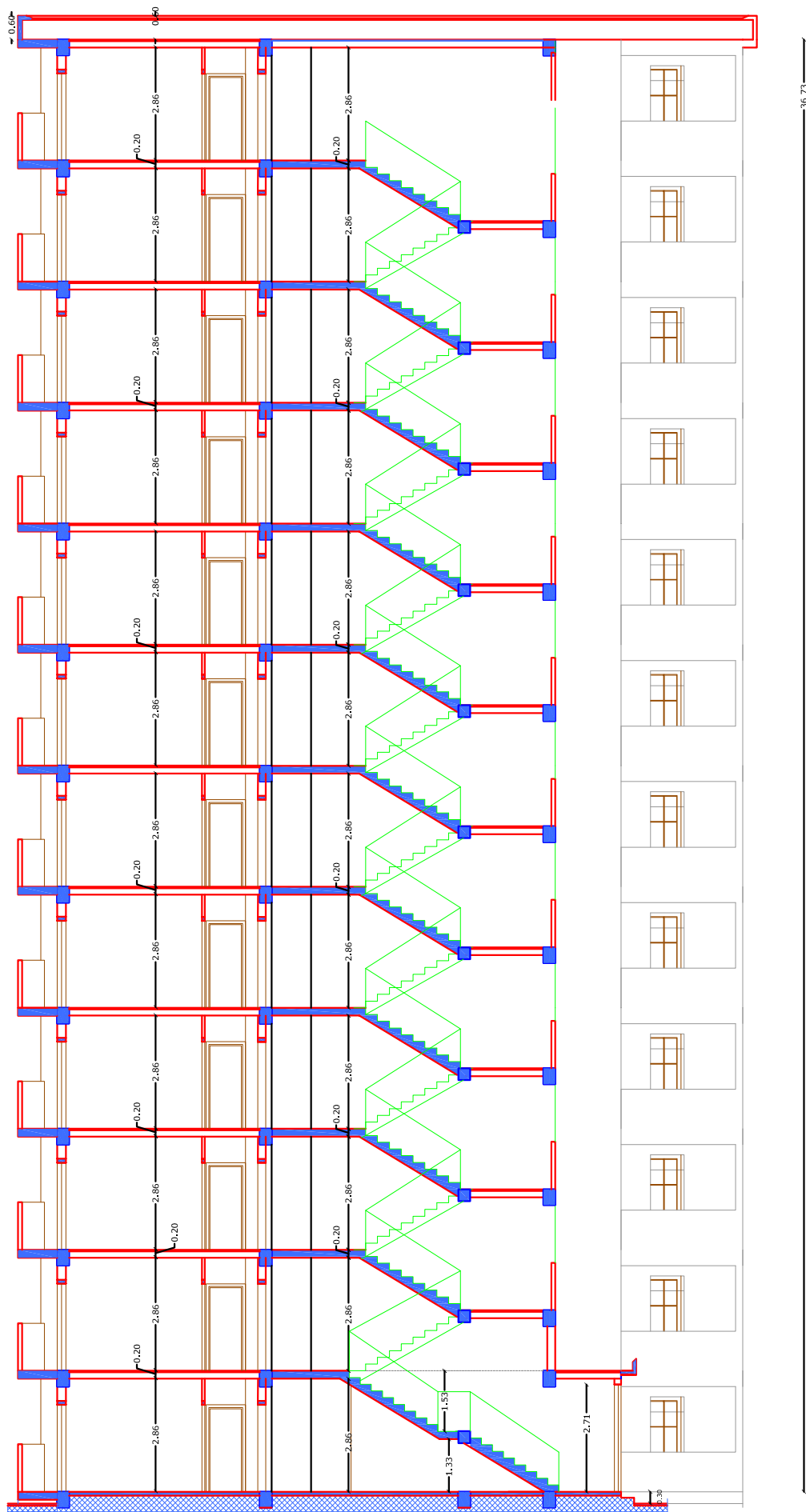
A toute la promotion 2014.

Samia



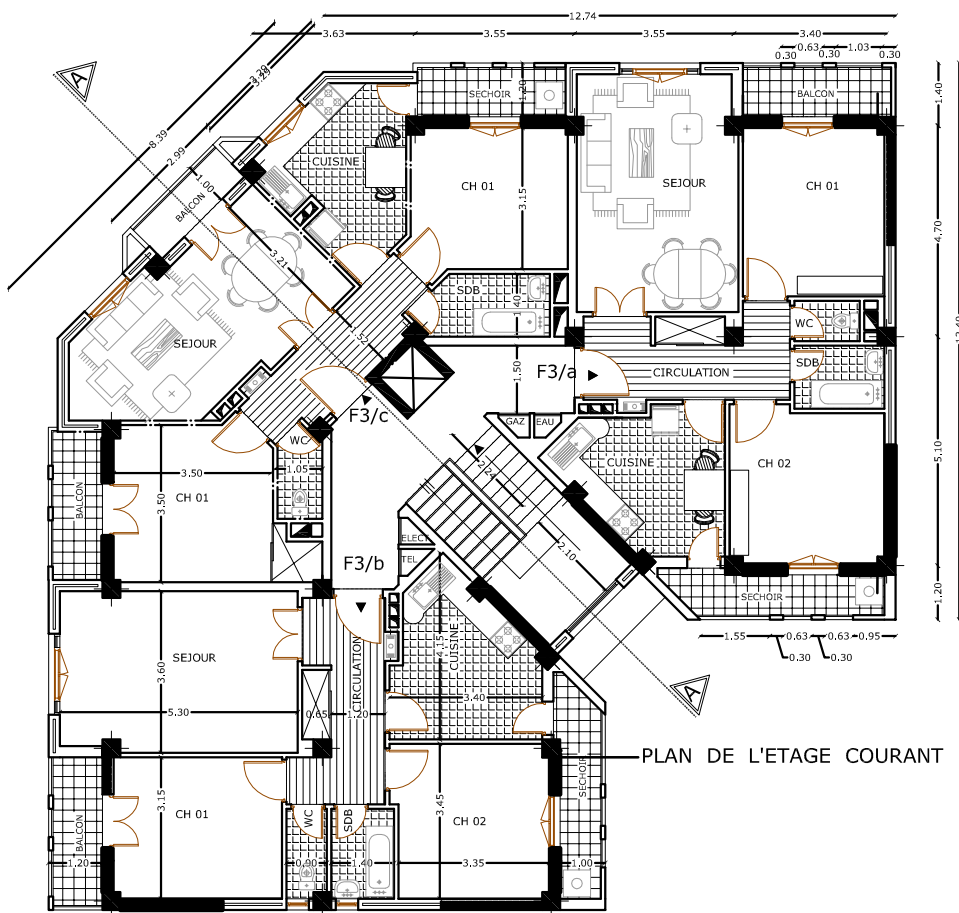
FACADE

Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULAHCENE SAMIA Melle : KHELIFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET : BATIMENT D'ANGLES	
LIEU DIT : AIN-ZAOUIA	
COMMUNE : AIN-ZAOUIA	
DAIRA : DRAA-EL-MIZAN	
WILAYA : TIZI-OUZOU	
TITRE : FACADE DE BATIMENT D'ANGLE	
ECHELLE	1:50
DATE	SEP 2014



BATIMENT D'ANGLE : COUPE A-A

Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudé par	Melle : MOULAHCENE SAMLA Melle : KHELIFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU
TITRE : COUPE DE BATIMENT D' ANGLE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014



PLAN DE L'ETAGE COURANT

Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudié par Melle : MOULAHCENE SAMIA

Melle : KHELIFI FATMA

Dirigé par Mr : MANSOURI A

PROJET : BATIMENT D'ANGLES

LIEU DIT : AIN-ZAOUIA

COMMUNE : AIN-ZAOUIA

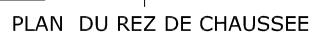
DAIRA : DRAA-EL-MIZAN

WILAYA : TIZI-OUZOU

TITRE : PLAN D'ARCHITECTURE DE L'ETAGE COURANT

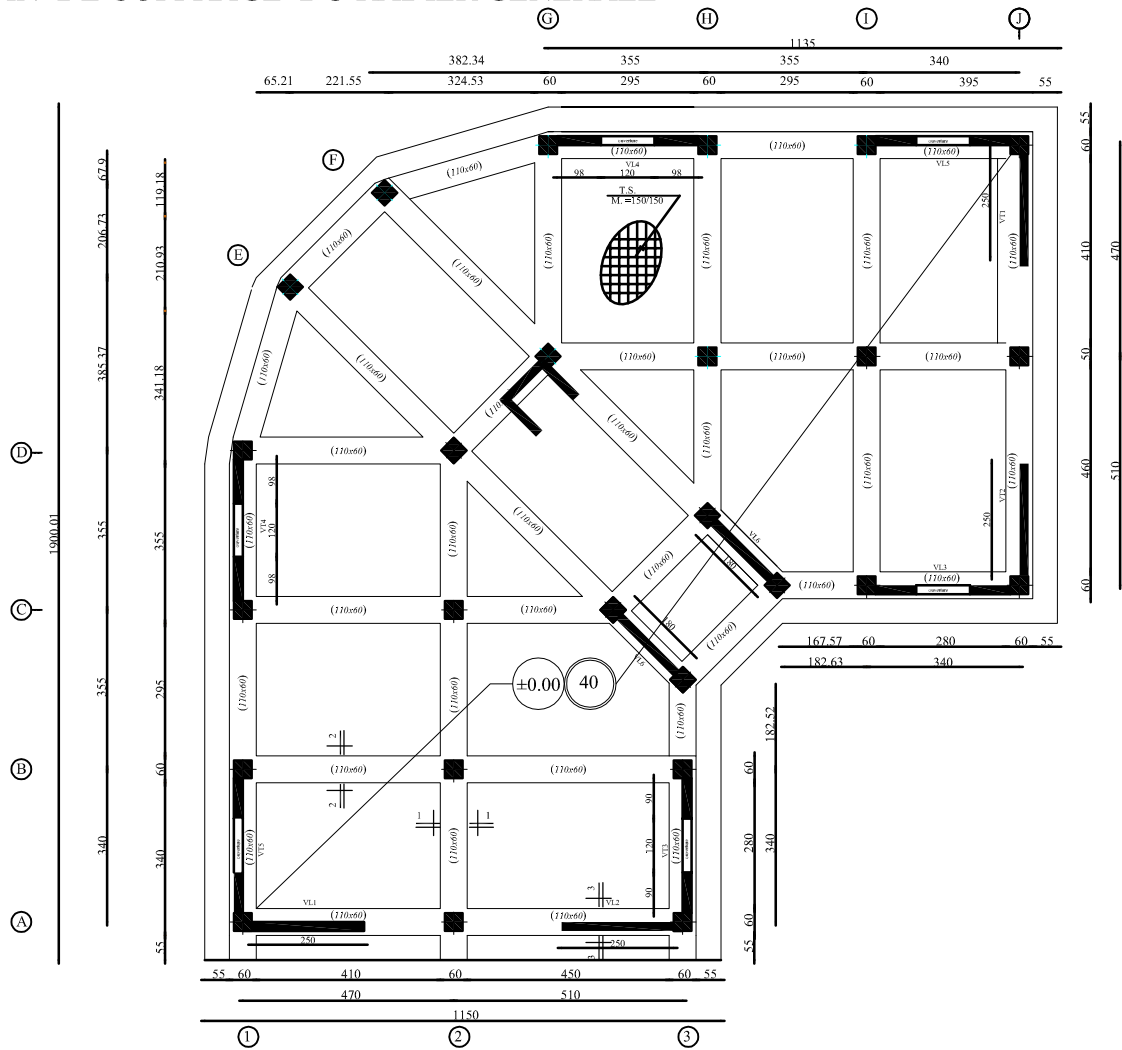
ECHELLE 1/50

DATE SEP 2014

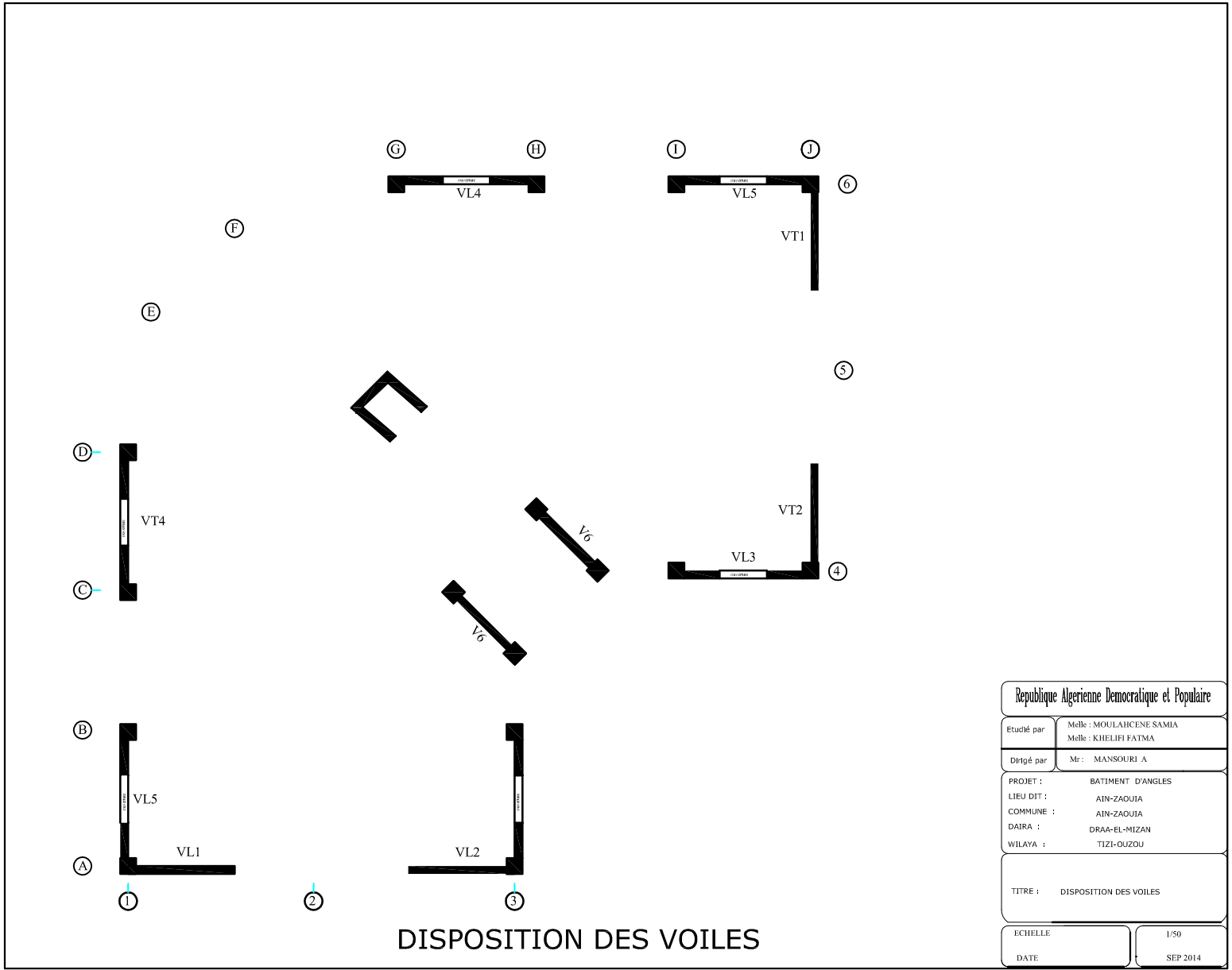


Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULHAICENE SAMIA Melle : KHELIF FATMA
Dirigé par	Mr. MANSOURI A.
PROJET : BATIMENT D'ANGLES LIEU DIT : AIN-ZAOUIA COMMUNE : AIN-ZAOUIA DAIRA : DRAA-EL-MIZAN WILAYA : TIZI-OUZOU	
TITRE : PLAN D'ARCHITECTURE DU R.D.C	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE

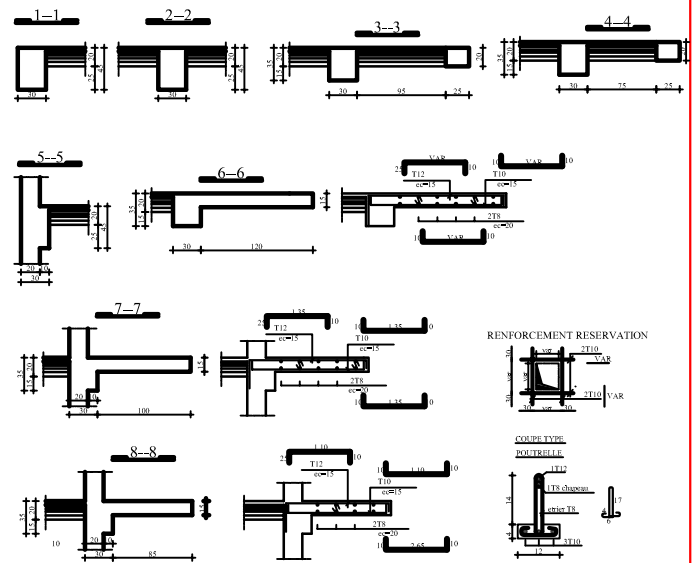
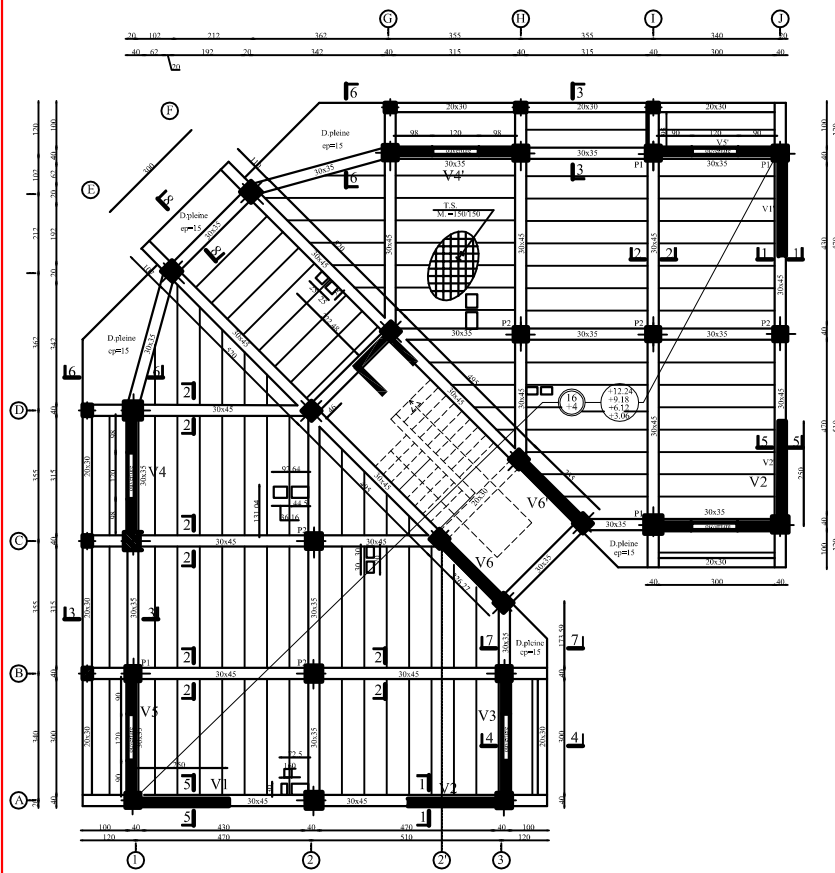


Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudie par	Melle : MOULAHCENE SAMIA Melle : KHELIFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU
TITRE : PLAN DE COFFRAGE DU RADIER GENERALE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

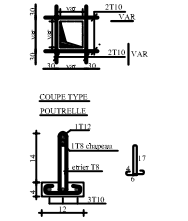


Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULAHCENE SAMIA Melle : KHELJFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU
TITRE :	DISPOSITION DES VOILES
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

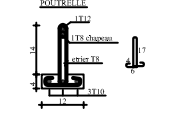
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv+ 3.06 +6.12 +9.18 +12.24



REINFORCEMENT RESERVATION

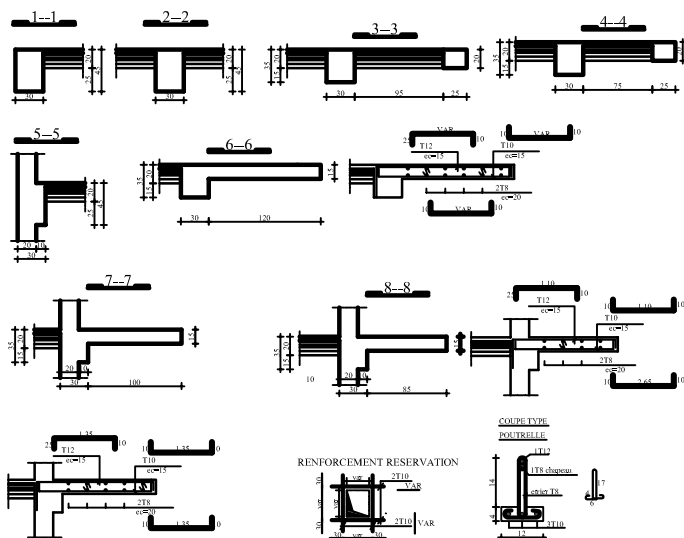
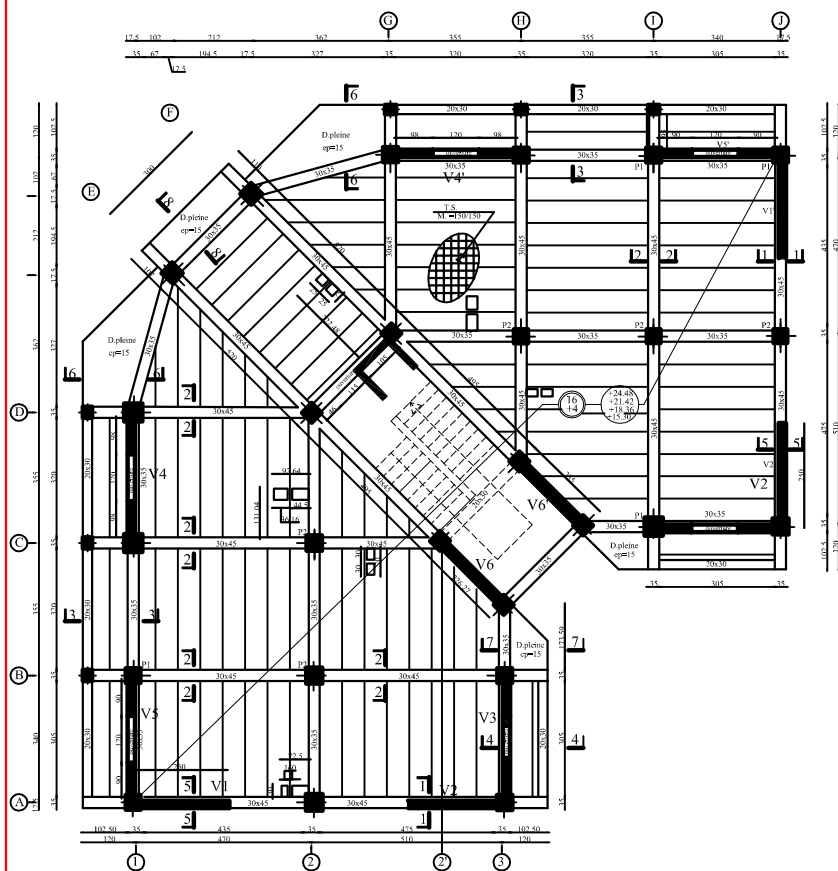


Coupe Type



Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par :	Melle : MOULAIKENE SAMIA
Dessiné par :	Me : MANSOURI A
PROJET : BATIMENT D'ANGLES	
LIEU DIT : AIN-ZAOUIA	
COMMUNE : AIN-ZAOUIA	
DAIRA : DRAA-EL-HIZAN	
WILAYA : TIZI-OUZOU	
TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER DETACHE COCANT	
ECHELLE :	1/50
DATE :	SEP 2014

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv+ 15.30 +18.36 +21.42 +24.48



Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudie par : Melle : MOULAIKENE SAMIA
Melle : KHELIFI FATMA

Dessine par : Me : MANSOURI A

PROJET : BATIMENT D'ANGLES

LIEU DIT : AIN-ZAOUA

COMMUNE : AIN-ZAOUA

DAIRA : DRAA-EL-HIZAN

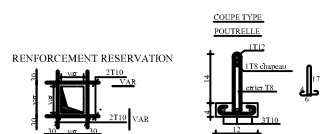
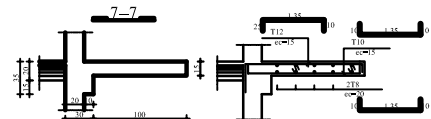
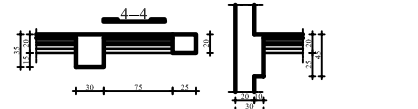
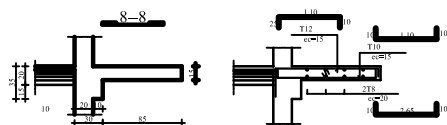
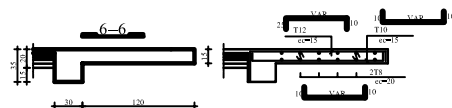
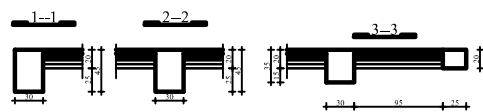
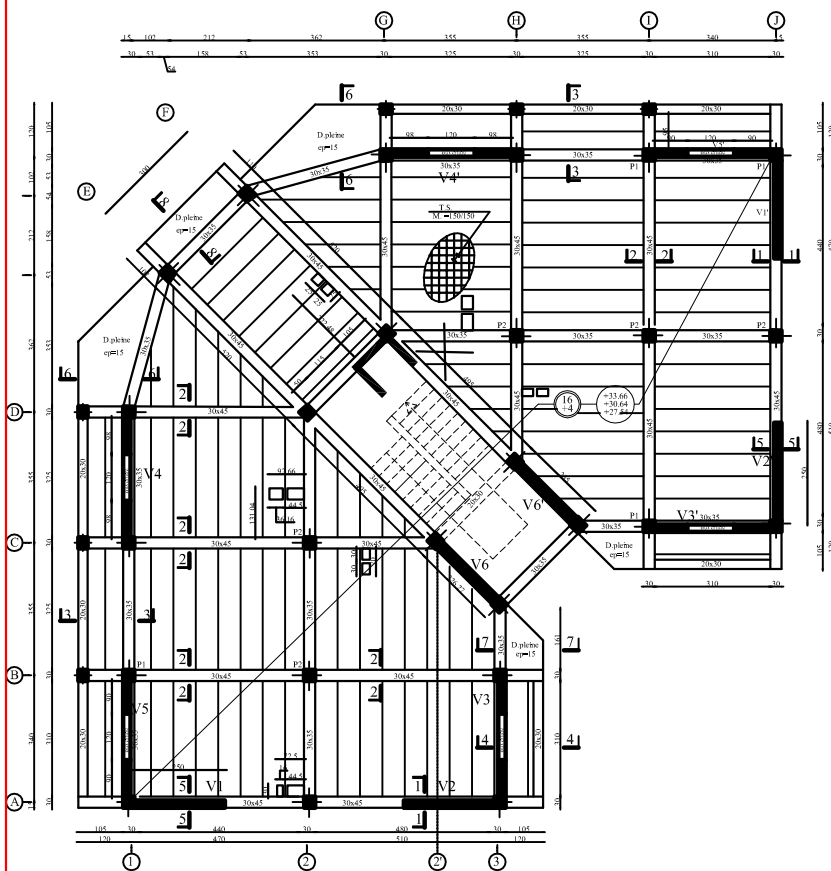
WILAYA : TIZI-OUZOU

TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER
DETACHE COURANT

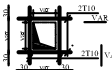
ECHELLE : 1/30

DATE : SEP 2014

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv +27.54+30.60 +33.66



RENFORCEMENT RESERVATION



COUPE TYPE

POUTRELLE

17-2

17-2

17-2

17-2

17-2

Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudié par : Mlle : MOULHAICENE SAMBA

Dirigé par : Mr : MANSOURI A

PROJET : BATIMENT D'ANGLES

LIEU DIT : AIN-ZAGUJA

COMMUNE : AIN-ZAGUJA

DAIRA : DRAA-EL-MIZAN

WILAYA : TIZI-OUZOU

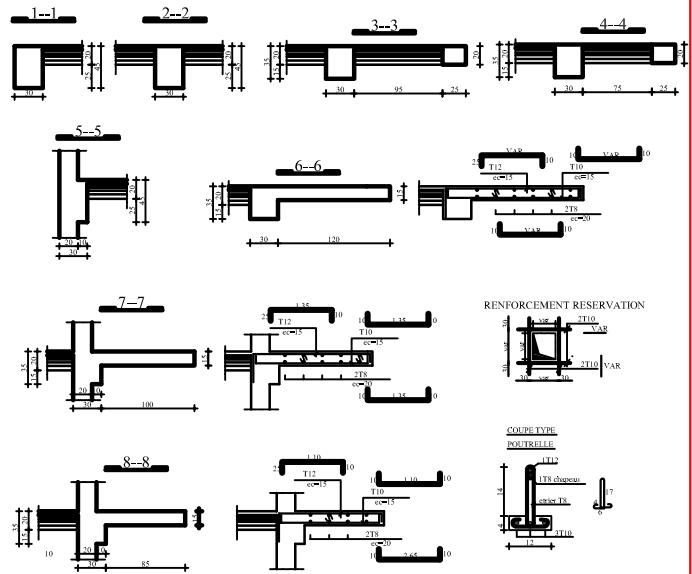
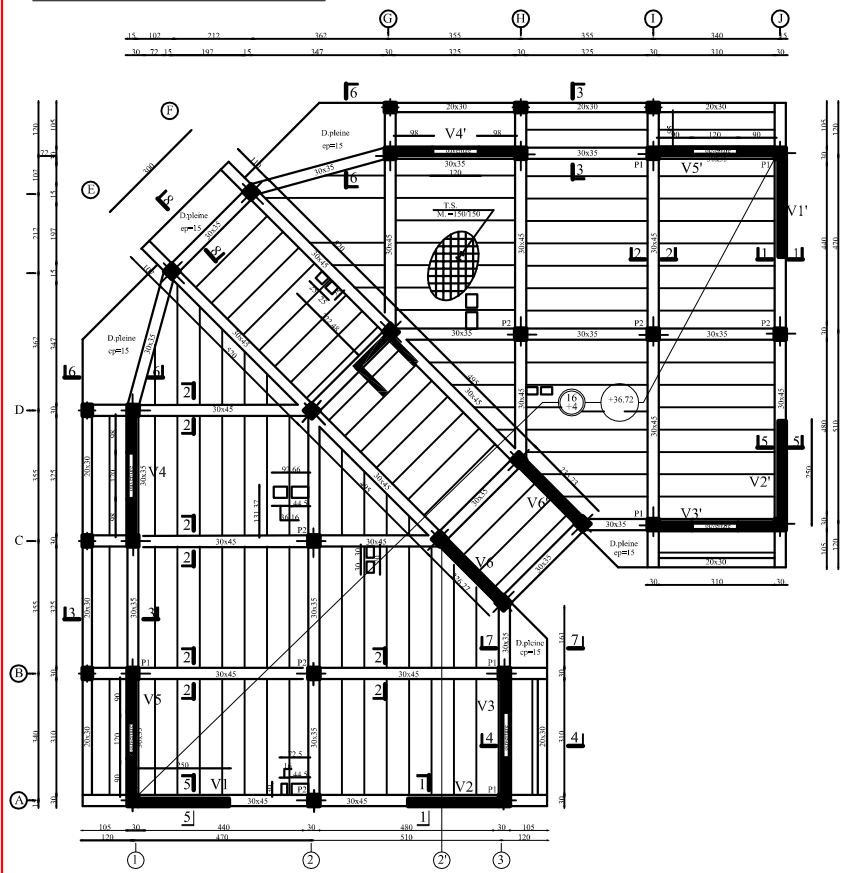
TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER

DETACHE COURANT

ECHELLE : 1/50

DATE : SEP 2014

PLAN DE COFFRAGE PLANCHER Niv. + 36.72



République Algérienne Démocratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULAIKENE SAMIA
Dirigé par	Melle : KHELIFI FATMA
Me : MANSOURI A	
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-HIZAN
WILAYA :	TTIZI-OUZOU
TITRE : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.....1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....10

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 L'acrotère.....23

III.2 Les plancher 29

III.3 Les balcons.....44

III.4 Poutre de chainage.....51

III.5 La salle machine.....58

III.6 Les escaliers 65

III.7 poutre palière.....93

Chapitre IV : Etude au contreventement.....100

Chapitre V : Modalisation de la structure avec l'logiciel ETABS.....118

Chapitre VI : Vérification de l'RPA 137

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....148

Chapitre VIII : Ferrailage des poutres.....165

Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....180

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....202

Conclusion

Bibliographie.

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures 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.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA (version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **BAEL 91 modifiée 99**.

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 calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel **ETABS** pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure **(R+11)** à usage d'habitation à ossature mixte contreventée par voiles et portiques.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+11), ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armée (portique et voiles).

Ce projet sera implanté à TIZI-OUZOU, dans la commune de DRAA-EL MIZAN, qui considéré d'après le règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifié en 2003**) comme zone de moyenne sismicité (**zone II a**) et classé selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- Le règlement parasismique algérien (**RPA99 modifier en 2003**)
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites (**BAEL99**).

La structure est composée de :

- Un RDC à usage d'habitation
- Onze étages à usage d'habitation

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I.2 Caractéristique géométriques :

- Longueur totale du RDC L = 18.87m
- Longueur totale des étages courants L = 18.87m
- Largeur totale du bâtiment B = 18.74m
- Hauteur de Rez-de-chaussée $h_r = 3,06$ m
- Hauteur de l'étage courant $h_e = 3,06$ m
- Hauteur d'acrotère $h_c = 0,60$ m
- Hauteur totale du bâtiment $h_t = 36,72$ m

I.3 Éléments constitutifs de l'ouvrage :**a) Ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

b) Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitation, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Des dalles pleines seront prévues pour le balcon d'angle de bâtiment, et dans les paliers de repos des escaliers, et pour la salle machine de l'ascenseur.

Le plancher terrasse est équipé d'une isolation thermique et d'une pente pour faciliter

l'écoulement des eaux pluviales, ainsi que d'une étanchéité multicouches avec une protection mécanique en gravier roulé.

c) Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier qui relie l'étage.

Les escaliers seront de type droit composé de deux volées et seront constitués de palier et d'une paillasse coulés sur place en béton armée.

d) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

e) L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm hauteur.

f) Maçonnerie : deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Les murs extérieurs : sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur et d'une lame d'air de 5cm,
- Les murs intérieurs : sont en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

g) les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

h) La terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible

i) Revêtements et enduits : Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les salles de bain ;
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.
- Protection multicouche pour la terrasse.

j) Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

k) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type

du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

- Les caractéristiques de sol sont : 2 bars.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.4.1 Le béton :

Le béton est un mélange granulats (sable+gravier) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau gâchage de point de vue mécanique). La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 2003**, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa.

- Ciment : 350kg/m³ en CPJ 325
- Gravier 800L : Dg≤25mm
- Sable propre : 400L Dg≤5mm
- Eau : 175L

1) Résistance caractéristique à la compression f_{cj} : (Art 2-1 11 BAEL91)

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

Après plusieurs essais d'écrasement sur les éprouvettes cylindrique de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm on déterminera une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit n éprouvettes, on aura donc n valeur de la résistance de béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{c \text{ moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart -type } S = \frac{\sqrt{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}}{n-1}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

à 28 jour la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - ks$$

K : coefficient dépend de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale a : 1,64

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

2) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : (art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{pour } 40 \text{ MPa} \leq f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} & \text{pour } f_{cj} \geq 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

3) Contraintes limites

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

• Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perde :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

• Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.
- Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.
- Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

a) Contrainte limite à la compression : (art 4 -3 .41 BAEL91)

❖ à l'état limite ultime (ELU) :

La contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPa}$$

Le coefficient de sécurité partiel γ_b a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} & \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \\ \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} & \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

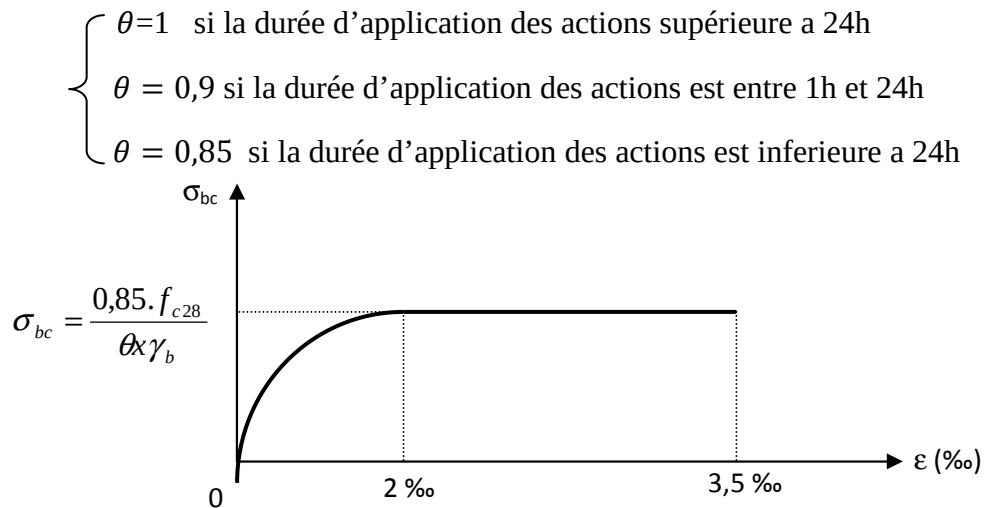


Fig. I.1 diagramme contraintes de déformation à ELU

Avec σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : contrainte de béton en compression à l'âge de 28 jours

ε_{bc} : déformation du béton en compression

❖ à l'état limite de service (ELS) :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

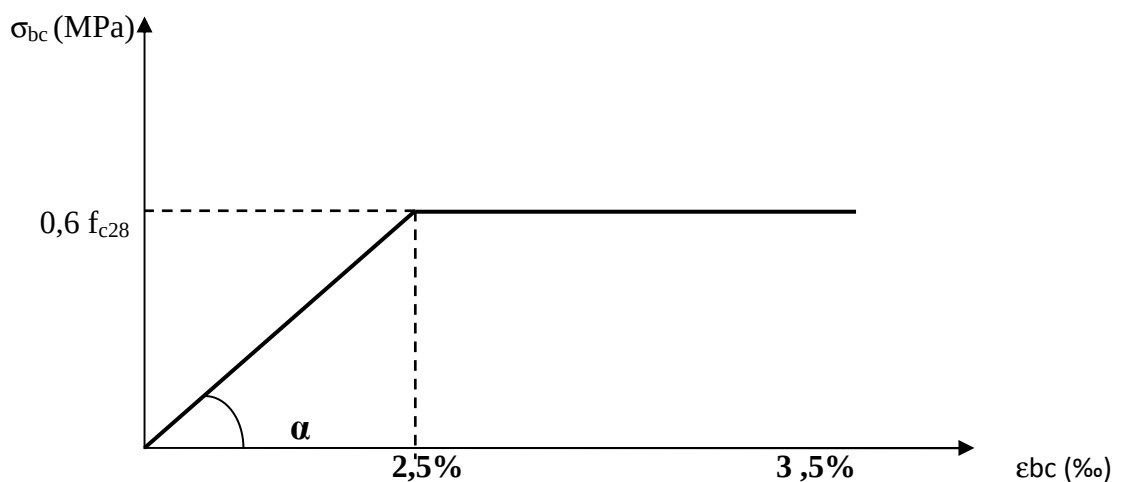


Fig. I.2 diagramme contraintes de déformation à ELU

Avec ε_{bc} : déformation relative de service du béton en compression

$$\text{tg} \alpha = E_b = \text{module d'élasticité}$$

b) Contrainte limite de cisaillement : (art A – 5.1.21 BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\delta b} , 5 \right) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\delta b} , 4 \right) \text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

4) Module d'élasticité longitudinale :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de d'élasticité instantané du béton: (art A – 2 .1. 21 BAEL91)**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_i = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différé du béton (A.2.1.22 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$

$$\text{D'où : } E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

5) Module d'élasticité transversale du béton (A .2.1.3 BAEL91) :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

6) Coefficient de poisson : (art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \text{ pour des justifications à ELS (état limite de service) (béton non fissuré)} \\ \nu = 0 \text{ pour des justifications a à ELU (état limite ultime) (béton fissuré).} \end{array} \right.$$

1.4.2 L'aciers :

Les aciers sont utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuance et leurs état de surface (RL, HA).

Dans le présent ouvrage, nous aurons a utilisé deux types d'aciers :

-Aciers à haute adhérence (**feE400**).....fe=400MPa

-Treillis soudés (**TS 520**).....fe=520MPa

fe : limite d'élasticité de l'acier

Remarque : les valeurs de limite élastique sont les même en traction et en compression.

1) Module de déformation longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

2) Contrainte limites :

❖ A l'état limite ultime (A.1.2.3 BAEL91) :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte admissible d'élasticité de l'aciers

f_e : limite d'élasticité garantie

γ_s : coefficient de sécurité

avec : $\gamma_s = 1,15$ situation courante

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

3) Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

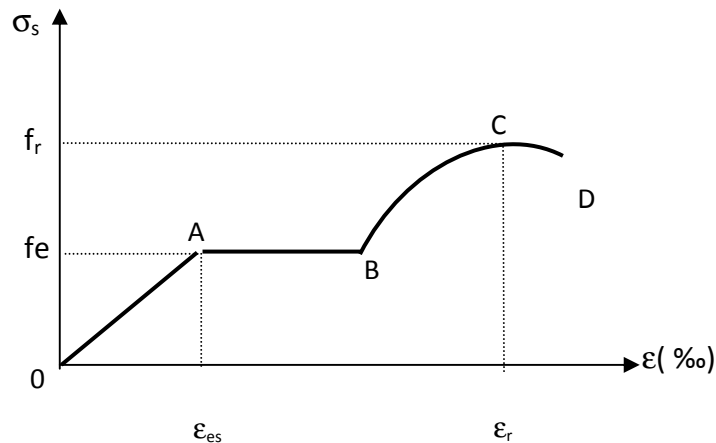


Fig. I.2 : Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

❖ A l'état limite service ELS (A.2.1.3 BAEL91) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3.f_e; 110 \sqrt{\eta.f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, 90\sqrt{\eta.f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

η est le coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses RL

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences HA

($\phi \geq 6\text{mm}$) et $\eta = 1,3$ pour HA ($(\phi < 6\text{mm})$)

4) Diagramme de contrainte de déformation de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.

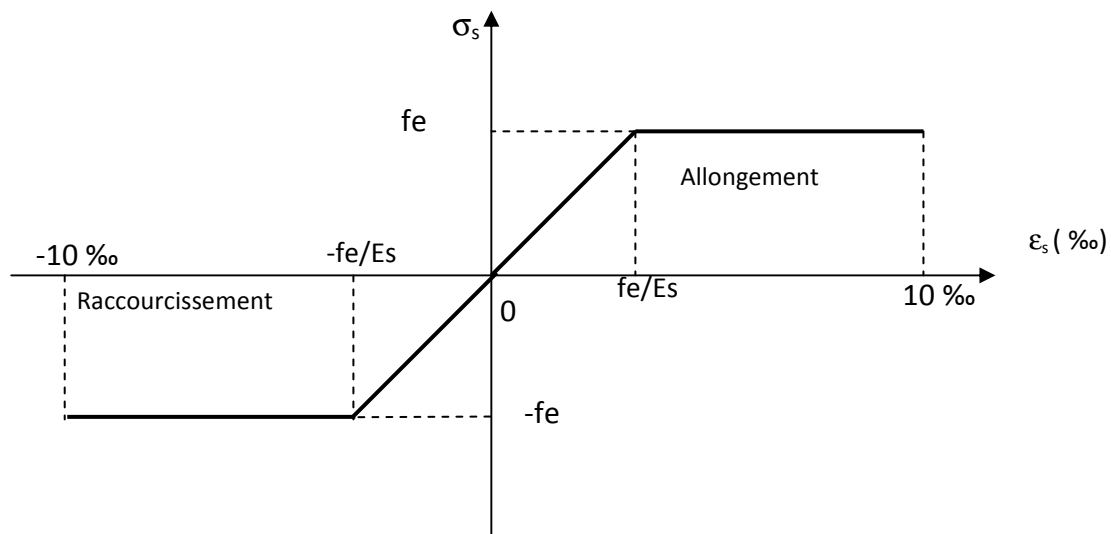


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation de calcul

5) Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des sections des différents éléments résistants de la structure ou on tient compte de la prescription réglementaire donnée par **RPA2003 CBA93 BAEL91**.

Le pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure.

II.1. pré- dimensionnement :**II.1.1. Plancher en corps creux :**

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite Portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

N.B : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

h_t : hauteur totale du plancher

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$

$$-L_{\max} = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 370 / 22.5 = 16.44 \text{ cm}$$

Conclusion : On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur (Figure II.1).

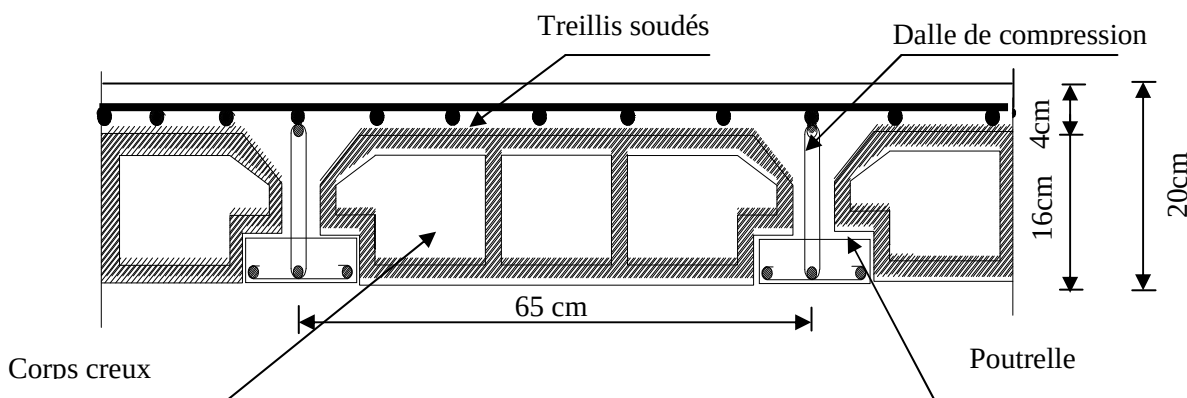


Fig. II.1 Schématisation d'un plancher à corps creux.

II.1.2. Plancher dalle pleine :

- **Les balcons :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion.

Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la

Condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{10}$$

avec :

L est la largeur de porte à faux. Dans notre cas :

L=100 cm. D'où : $h_t = 100/10 = 10\text{cm}$

On prend  Dalla pleine de 15cm

II.1.3 Les Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se Raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent Les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

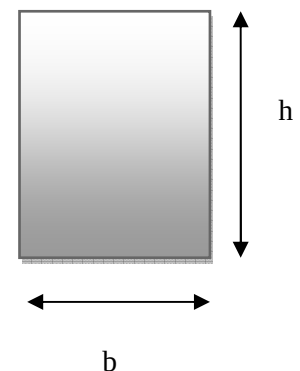
L : portée maximum entre nus.

a) Poutres Principales : C'est des poutres porteuses.

o La hauteur des poutres principales est donnée par :

$$\text{➤ } 1/15 \leq h_t \leq 1/10$$

Avec : l : Portée libre dans le sens considéré.



ht : Hauteur de la poutre principale.

$$l = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$525/15 \leq ht \leq 525/10 \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq ht \leq 52.50 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour : } ht = 45 \text{ cm}$$

o La largeur des poutres est donnée par :

$$\Rightarrow 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 45 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 45 \text{ cm} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour : } b = 30 \text{ cm}$$

b) poutres secondaires : Elles sont perpendiculaires aux poutres principales

o la hauteur est donnée par :

$$\Rightarrow l/15 \leq ht \leq l/10$$

avec :

$$l = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$$

$$370/15 \leq ht \leq 370/10 \Rightarrow 24,66 \text{ cm} \leq ht \leq 37 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour : } ht = 35 \text{ cm.}$$

o La largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$\Rightarrow 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 35 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 35 \text{ cm} \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte pour : } b = 30 \text{ cm}$$

Conclusion : les dimensions retenues sont : $\begin{cases} \text{Poutres principales : } (30 \times 45) \text{ cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires : } (30 \times 35) \text{ cm}^2. \end{cases}$

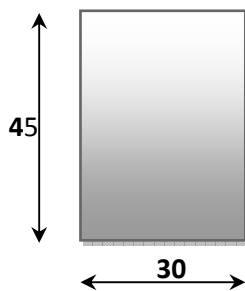


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

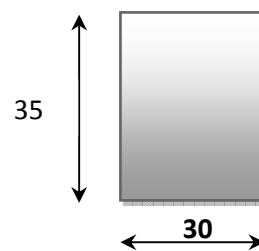


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

	BAEL91	L_{max}	H_t	B	RPA			Observation
					ht	b	ht/ b <4	
Poutre principale	$l/15 \leq ht \leq l/10$	510	45	30	30	20	1,5	Ok
	$0,4ht \leq b \leq 0,7ht$							
Poutre secondaire	$l/15 \leq ht \leq l/10$	355	35	30	30	20	1,16	Ok
	$0,4ht \leq b \leq 0,7h$							

II.1.4 LES VOILES:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon (**Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003**)

a- épaisseur

D'après le (RPA99/Version2003) l'épaisseur d'un voile est au moins égale à 15cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités. $e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$

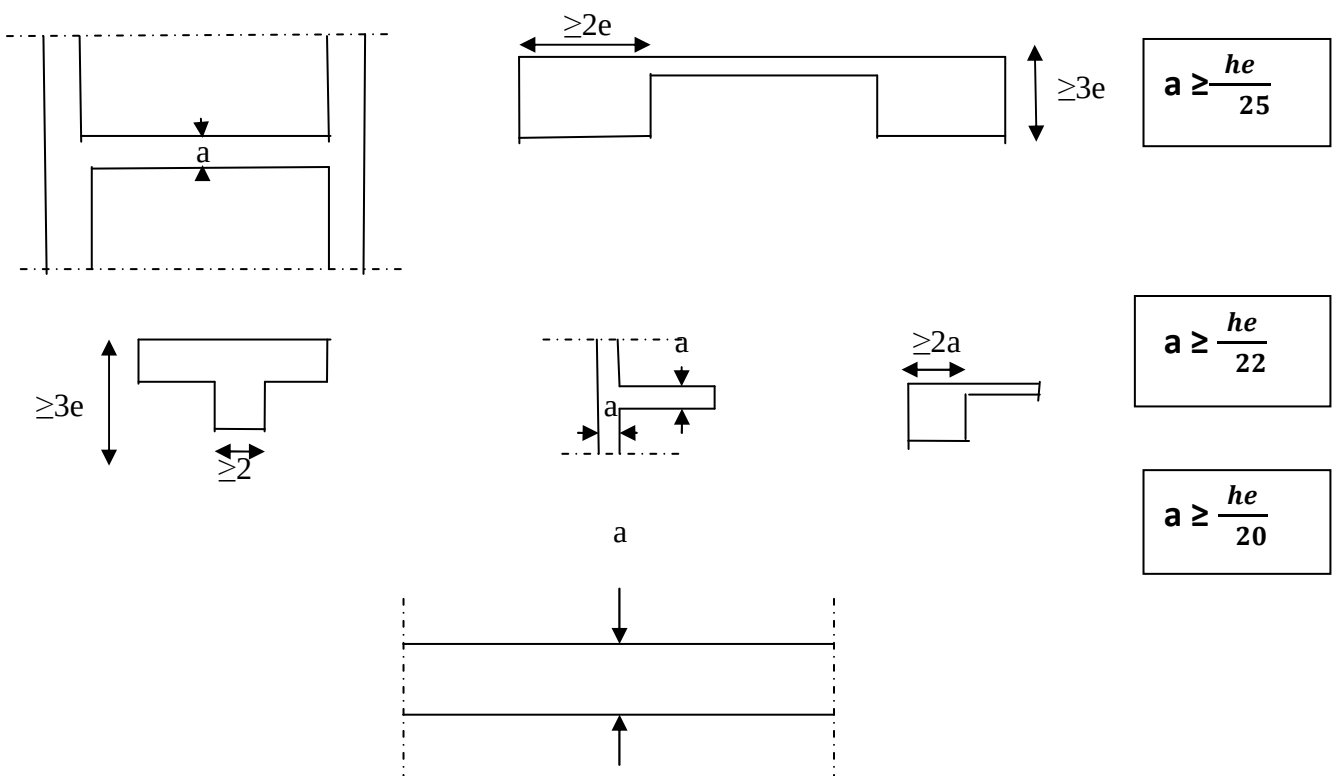


Fig.II.4. Différentes coupes des voiles en plan.

$$\begin{aligned}
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{25} = 0,11\text{m} = 11\text{cm} \\
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{22} = 0,13\text{m} = 13\text{cm} \\
 * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{20} = 0,143\text{m} = 14\text{cm}
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{25} = 0,11\text{m} = 11\text{cm} \\ * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{22} = 0,13\text{m} = 13\text{cm} \\ * \quad e &\geq \frac{he}{20} = \frac{2,86}{20} = 0,143\text{m} = 14\text{cm} \end{aligned}} \right\} e = \max \{11, 13, 14\} \text{ cm} \longrightarrow e = 14\text{cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de voile égal à 20cm.

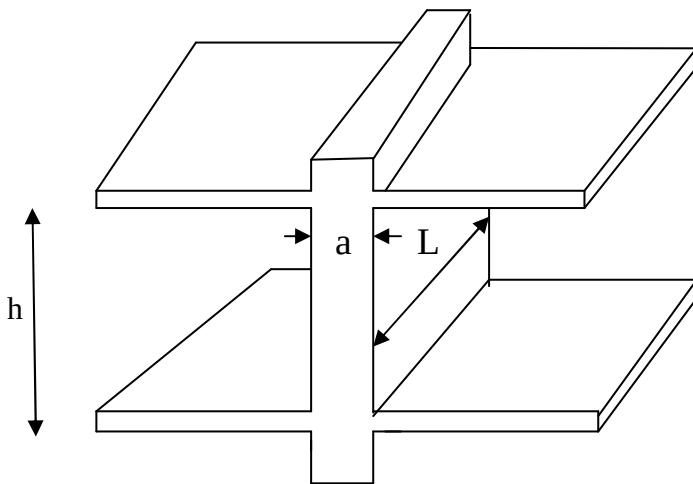


Fig. II.5: Coupe de voile en élévation

b- largeur

Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

Avec a : l'épaisseur de voile

$L_{\min}$: longueur total de voile

Dans notre cas $\longrightarrow a = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow L_{\min} \geq 4.a = 4 \times 0,20 = 0,80 \text{ m}$$

$$L_{\min} > 0,80\text{m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

II.1.5. LES Poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante :

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

Avec : N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Remarque :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

Localisation du poteau plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau **(B-2)** est le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge.

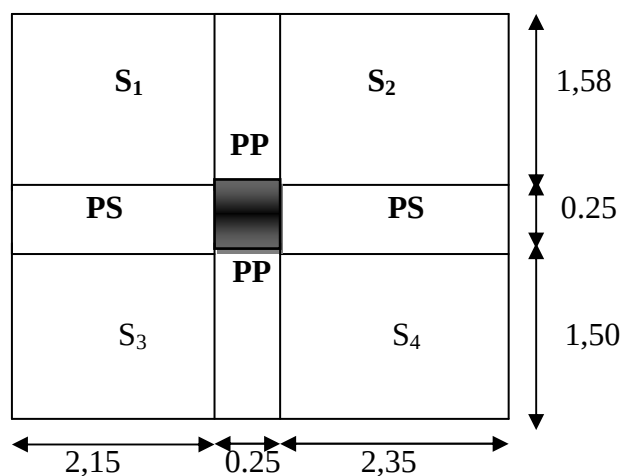


Fig. II.6 : Localisation du poteau le plus sollicité

II.2 Descente de charge :

II.2.1 Surface d'influence:

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

$$S = (2,15 \times 1,58) + (2,35 \times 1,58) + (2,15 \times 1,5) + (2,35 \times 1,5) = 13,86 \text{ m}^2.$$

$$S = 13,86 \text{ m}^2$$

II.2.2 Détermination des charges et surcharges (D T R B.C 2.2)

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord Déterminer le chargement à la réglementation.

1 .Charges permanentes G :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges Correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) et à l'acrotère. Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivant (tableau 1, 2,3 et 4) Suivis des schémas explicatifs respectivement.

1.1. Les planchers

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 : plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1,00
2	Etanchéité	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton 1,5%	0.08	22	1.76
4	Isolation thermique	0.04	4	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Dalle en corps creux (16+4)	0.20	/	2,80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 6,05

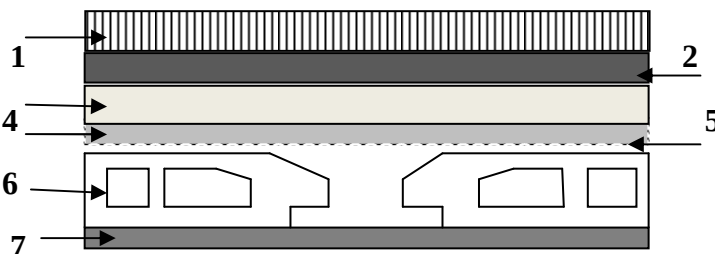


Fig. II.7. Plancher terrasse

➤ Plancher étages courant :

Tableau II.3 : plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge KN/m ²
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0,36
4	Plancher en corps creux(16+4)	0.20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.1	9	0.9
				G_t = 5,10

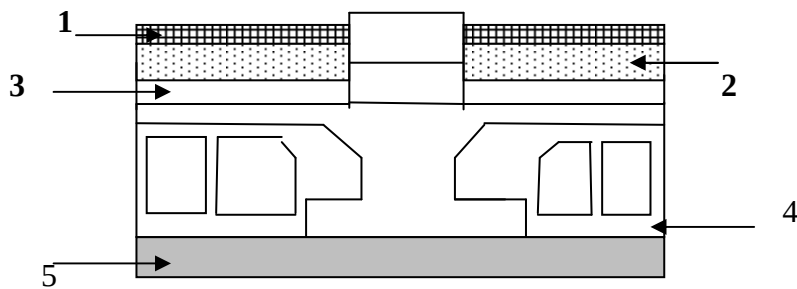
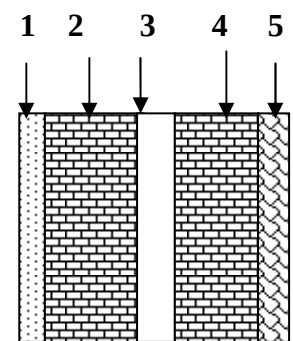


Fig. II.8 : plancher d'étage courant

1.2. La maçonnerie:

Tableau II.4 : murs extérieurs (en brique creuse).

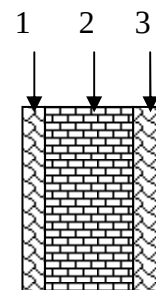
N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 2,36



FigII.9 coupe verticale

Tableau II.5 : murs intérieurs en brique de 10cm.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.2	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G_t = 1.3



FigII.10 coupe vertical

1.3. Balcon :

Tableau II.6 : Balcon dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0,02	18	0,36
				G_t = 5.31

2. Surcharge d'exploitations Q :

- ✓ Plancher terrasse 1KN/m^2 .
- ✓ Plancher étages courants a usage d'habitation ... 1.5KN/m^2 .
- ✓ Les escalier 2.5KN/m^2 .
- ✓ Balcon en dalle pleine..... 3.5KN/m^2
- ✓ L'acrotère..... 1KN/m^2

II.2.3 Calcul poids propre des éléments :

o Poutres : - Poutres principales : $G_{pp} = [(0.3 \times 0.45) \times (2.15 + 2.35)] \times 25 = 15.18\text{KN}$

- Poutre secondaire : $G_{ps} = [(0.3 \times 0.35) \times (1.58 + 1.5)] \times 25 = 8.085\text{KN}$

$$G_{pt} = (G_{pp} + G_{ps}) = 23.26\text{KN}$$

o Planchers:

- Plancher terrasse $G_{pt} = 6.05 \times 13.86 = 83.85\text{KN}$

- Planchers d'étage courant $G_{pc} = 5.10 \times 13.86 = 70.68\text{KN}$

o Poteaux: $G_p = 25 (0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4.78\text{KN}$

o Surcharge d'exploitation

- Plancher de terrasse : $13.86 \times 1.00 = 13.86\text{KN}$

- Plancher à usage d'habitations : $13.86 \times 1.5 = 20.79\text{KN}$

II.2.4 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

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

dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Car les niveaux ne sont pas chargés de la même manière.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

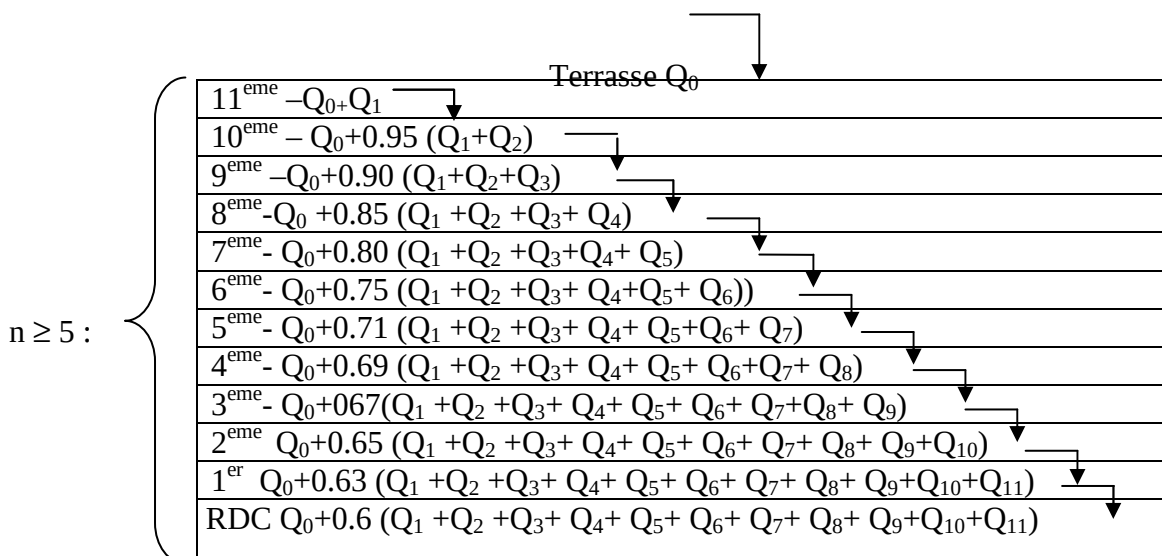


Fig. II.12. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.

***Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression.**

$$S_{11} = Q_0 = 13,86 \text{KN.}$$

$$S_{10} = Q_0 + Q_1 = 34,65 \text{KN.}$$

$$S_9 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 53.36 \text{KN.}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 70 \text{KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 84.54 \text{KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 97.02 \text{KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 107.41 \text{KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 117,18 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 126.90 \text{KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 137.35 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 148,99 \text{KN}$$

$$S_{\text{RDC}} = Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 157,93 \text{KN}$$

NIVEAU	Charge permanente [KN]						Surcharges d'exploitation [KN]	Efforts normaux $N = G_c + Q_c$	SECTION des poteaux	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	Poids des murs	G_{total}	$G_{\text{cumulée}}$	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
11	83,85	23.26	00.00	00.00	107,11	107,11	13.86	120,97	80,64	(30x30)
10	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	238.53	48.51	287.04	191.36	(30x30)
9	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	369.95	69.30	439.25	292.83	(30x30)
8	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	501.37	90.09	591.46	394.30	(30x30)
7	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	632.79	110.88	743.67	495.78	(35x35)
6	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	764.21	131.67	895.88	597.25	(35x35)
5	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	895.63	152.46	1048.09	698.72	(35x35)
4	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	1027.05	173.25	1200.30	800.20	(35x35)
3	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	1158.47	194.04	1352.51	901.67	(40x40)
2	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	1289.89	214.83	1504.72	1003.14	(40x40)
1	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	1421.31	235.62	1656.93	1104.62	(40x40)
RDC	70,68	23.26	4.78	32.70	131.42	1552.73	256.41	1818.14	1212.09	(40x40)

II.2.5 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions Suivantes :

- $$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm en zone IIa} \\ - \text{Min } (b, h) \geq h_e/20 \\ - 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

• **RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} :**

- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = \min(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $1/4 < 40/40 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

• **4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} :**

- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = \min(35, 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = 35 > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $1/4 < 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

• **8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme}, 11^{eme} :**

- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = \min(30, 30) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $\text{Min } (b_1, h_1) = 30 > h_e/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$
- ✓ $1/4 < 30/30 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$

II.2.6 Vérification des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très Importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au Flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

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

λ : L'élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement. $L_f = 0.7L_0$ (**Poteau encastré-encastré**)

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

I : Moment d'inertie de la section du poteau par-rapport à l'axe (x-x) et (y-y)

B : Section du poteau.

• **Poteau 40x40.**

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \quad \text{tel que} \quad i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$$

$I_{\min}$: est minimum dans les deux sens

$$I_{\min} = \frac{bxa^3}{12} \quad I_{\min} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{213333.33}{40 \times 40}} = 11.54 \text{ cm}.$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poteau}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{11.54} = 16.29 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 35x35**

$$I_{\min} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{125052.08}{35 \times 35}} = 10.10 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{10.10} = 18.62 \text{ cm} \leq 50$$

• **Poteau 35x35.**

$$I_{\min} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4.$$

$$I_{\min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8.66 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0.707 \times l_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 266}{8.66} = 21.71 \text{ cm} \leq 50$$

✓	(40x40)		$\lambda = 16.29 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifier.
✓	(35x35)		$\lambda = 18.62 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifier.
✓	(30x30)		$\lambda = 21.71 \text{ cm} \leq 50$	condition vérifier.

Conclusion final :

Après avoir ces calculs, on adopte pour les pré-dimensionnements suivant :

- Plancher en corps creux (16+4) cm
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{ll} \text{-RDC, 1}^{\text{er}}, 2^{\text{eme}} \text{ et } 3^{\text{eme}} \text{ étage} & (40 \times 40) \\ \text{-4}^{\text{eme}}, 5^{\text{eme}}, 6^{\text{eme}} \text{ et } 7^{\text{eme}} \text{ étage} & (35 \times 35) \\ \text{-8}^{\text{eme}}, 9^{\text{eme}}, 10^{\text{eme}} \text{ et } 11^{\text{eme}} \text{ étage} & (30 \times 30) \end{array} \right.$
- Poutres : $\left\{ \begin{array}{ll} \text{- poutre secondaires :} & (30 \times 35) \\ \text{- Poutre principales :} & (30 \times 45) \end{array} \right.$
- Voiles : 20cm d'épaisseur.
- Dalle pleine : 15 cm d'épaisseur.

III. 1. L'acrotère**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

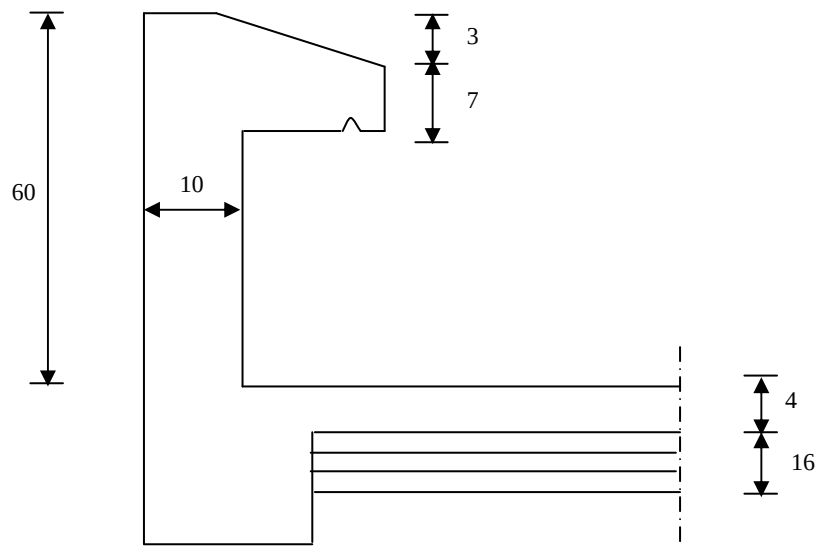


Fig.III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Les sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S \cdot 1\text{ml}$

Avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [(0.5 \times 0.1) [(0.1 \times 0.1) - \frac{0.03 \times 0.1}{2}]] = 1.713 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{G = 1.713 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN /ml}}$
- Effort normale du au poids propre : $\mathbf{N = G \times 1 = 1.713 \text{ KN}}$
- Effort de tranchant : $\mathbf{T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN /ml}}$
- Moment de fléchissant max du à la surcharge : $\mathbf{M = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0.60 \text{ KN.m}}$

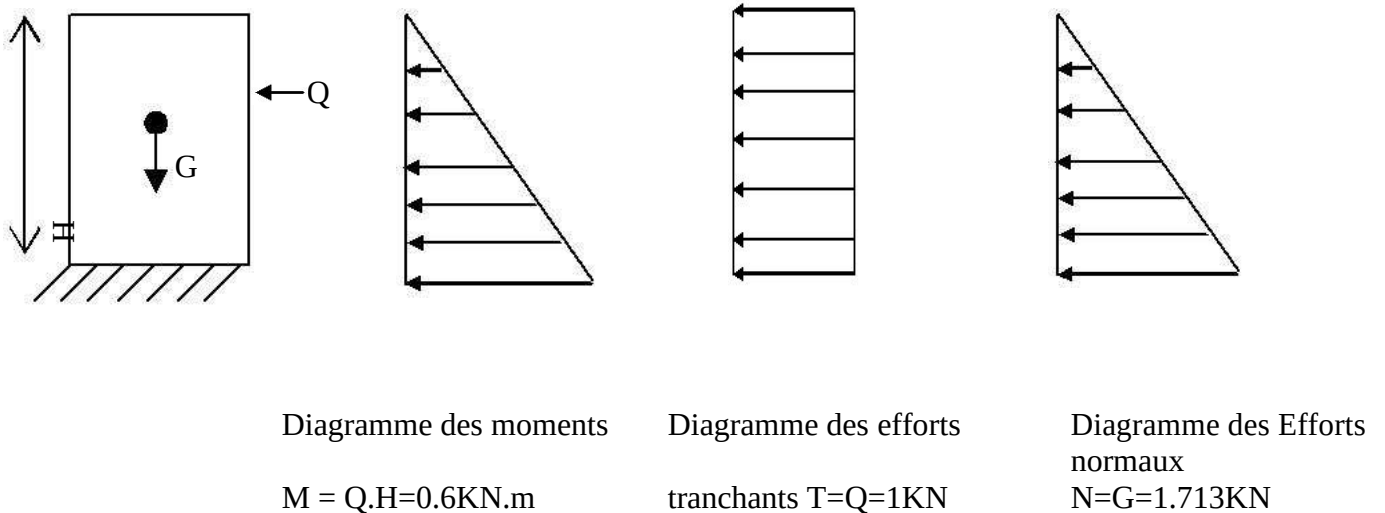


Fig. : III.1.2 Schéma statique

III.1.3. Les combinaisons de charge:

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal N: $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

A L'ELS : $G + Q$

- Effort normal: $N_s = N = 1.713 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M = 0.6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant T : $T_s = T = 1 \text{ KN}$

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

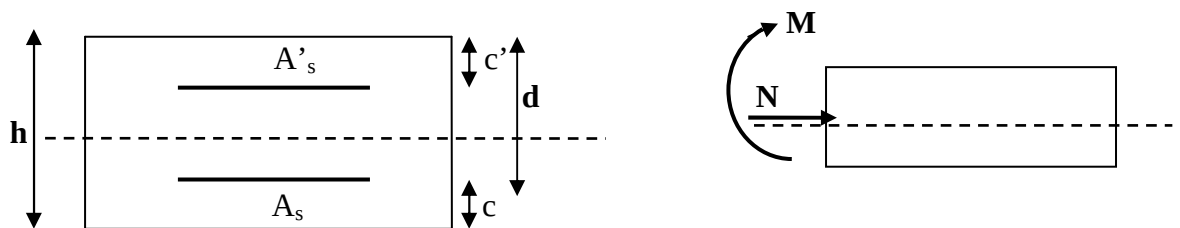


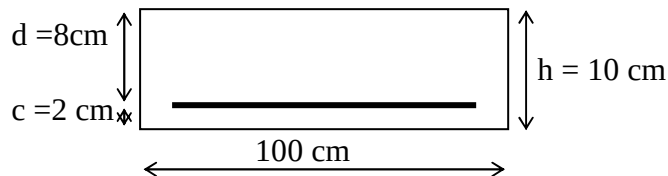
Fig.III.1.3. Schéma statique de la section de l'acrotère

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

**III.1.4.1 Calcul à L'ELU :****Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

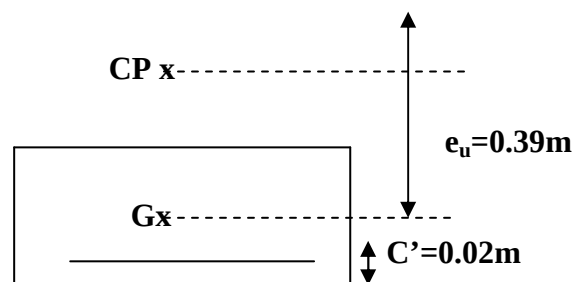


Fig. .III.1.4. Schéma statique des distances

Le centre de pression « Cp » se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une SPC (section partiellement comprimée).

Le calcul d'armature se fait en deux étapes :

1) La section des armatures fictives (en flexion simple) :

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

$$M_f = 0.9 + 2.31 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

2) La section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.4.2 Vérifications:

• Armature principale :

a. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 d}{e_s - 0.185 d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures Amin.

$$A = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91).

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 80} = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence: (BAEL99/art A.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.04} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{ cm.}$

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

d. Espacement des barres

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 25 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ Soit $S_t = 30 \text{ cm.}$

e. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 253.9 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.4.2 vérification à L'ELS :

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification des contraintes dans l'acier

(Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.6\} \text{ MPa.}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 x A}{b x d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \longrightarrow \beta_1 x = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.69$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10}{0.92 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de contraintes dans le béton

(Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.56}{47.69} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le Ferrailage adopté est :

Armatures principales : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4 HA8 = 2.01 cm² avec $S_t = 15 \text{ cm}$

III .1.5. Vérification de l'acrotère au séisme**(Art 6.2.3 / RPA 99)**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

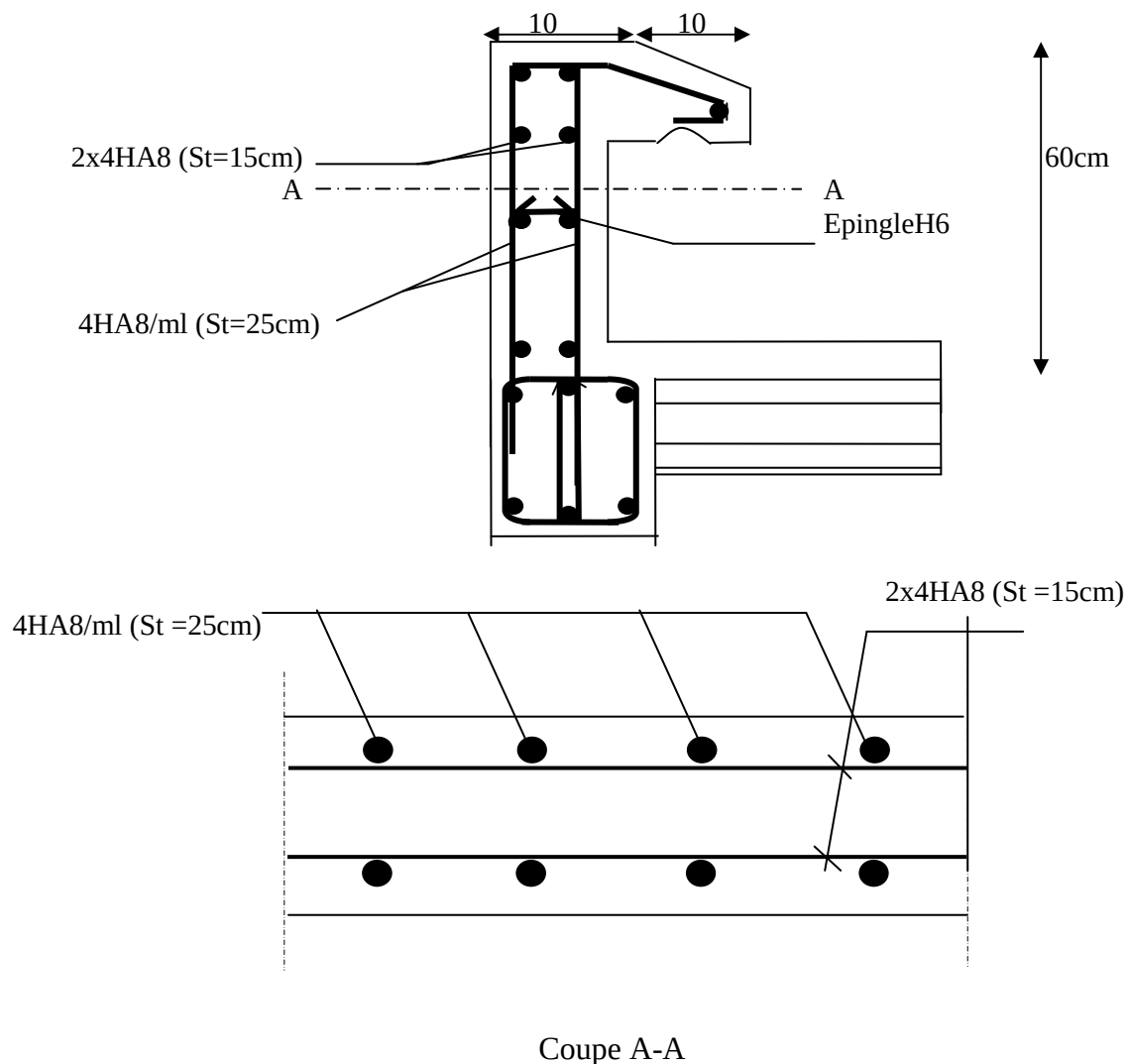
Avec

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

A = 0.15 (Zone II_a, groupe d'usage 2)C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondairesC_p = 0.3w_p : poids de l'élémentw_p = 1.713KN/mlDonc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.713 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile

L'acrotère sera ferrailé comme suite :

**Fig.III.1.5 Ferrailage de l'acrotère**

III.2. Les planchers

Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

III.2.1. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$b_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

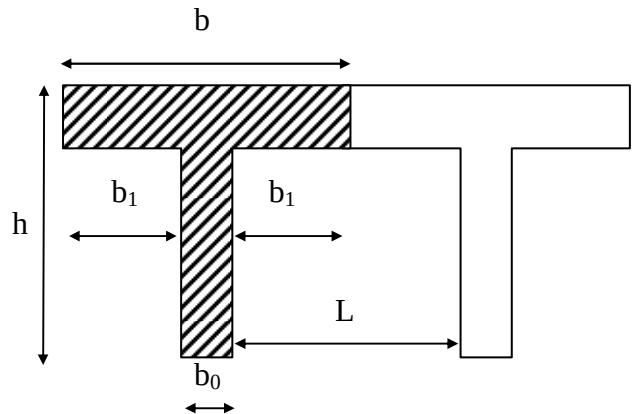


Fig. III.2.1 : section en T

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

Soit : $A_{\perp} = 6T6 = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$. avec : $e = 15 \text{ cm}$

b). Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.71}{2} = 0,855 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6T6 = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec : $e = 15 \text{ cm}$

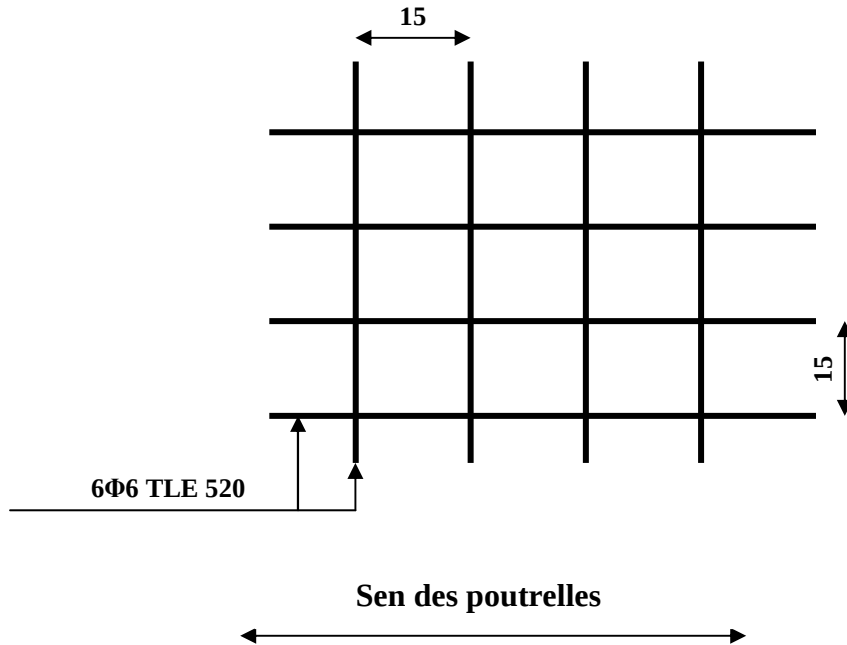


Fig.III.2.2 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm.

III.2. 2 Calcul de la poutrelle à l'ELU :

III.2.2.1 Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
-

a). combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

b). calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,55^2}{8} = 3,938 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,55}{2} = 4,43 \text{ KN}$$

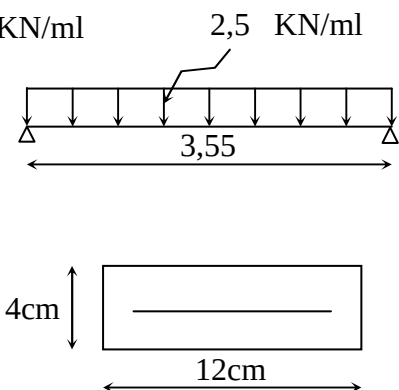
c). ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3,938 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5,77 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires



pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

III.2.2 2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

-poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$

Pour notre cas le calculs de plancher est celui de l'étage courant (usage habitation).

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

a). Combinaison d'actions :

À l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,937 \text{ KN/ml}$

À l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,29 \text{ KN/ml}$

b). Choix de la méthode :

$$1. \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} = 6,63 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\longrightarrow$ Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25) \text{ on a :}$$

Selon les deux sens X et Y :

$$\frac{300}{362} = 0,83, \quad \frac{362}{355} = 1,01, \quad \frac{355}{355} = 1, \quad \frac{355}{340} = 1.04 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\longrightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.2 3. 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 même charges que la travée considérée.

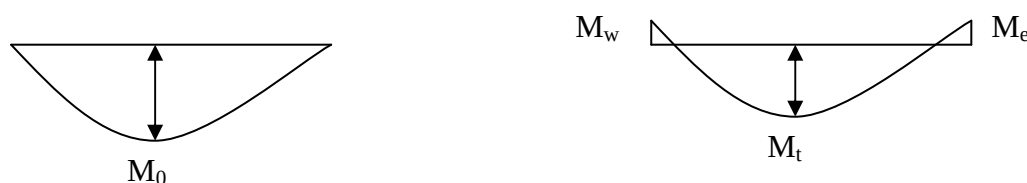


Figure III.2.3. : Diagramme des moments

III..2.2 4. 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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : 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 :

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

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis, selon le sens X et Y et on va étudier un sens car il ya une symétrie.

La poutre est présentée dans le diagramme suivant :

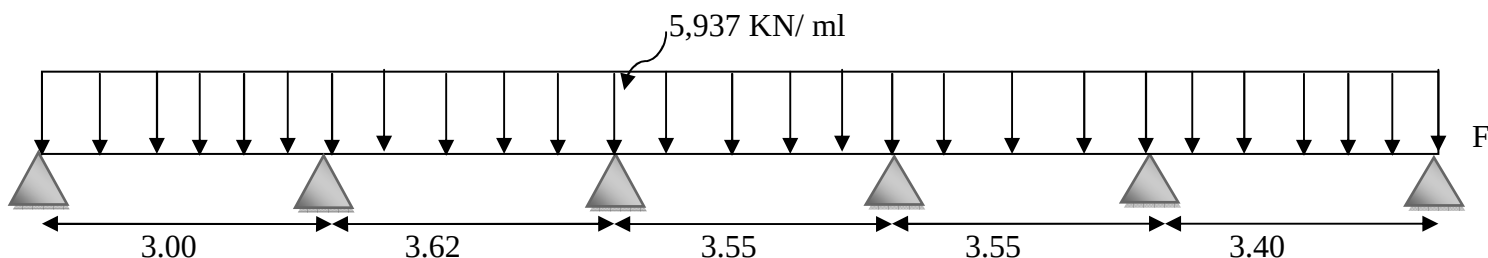


Fig. III.2. 4. Schéma statique

III.2.2 5. Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,315} = 0,227 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0,227$

$$\begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,068 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \end{cases}$$

III.2.2.6. Méthode forfaitaire :

- **Calcul des moments isostatiques**

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 3,00^2}{8} = 6.679 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 3,62^2}{8} = 9.725 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 3,55^2}{8} = 9.352 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 3,55^2}{8} = 9.352 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5,937 \times 3,40^2}{8} = 8.578 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 6.679 = 2,00 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (6.679, 9.725) \Rightarrow M_B = 4,862 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \max (9.725, 9.352) \Rightarrow M_B = 3.890 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (9.352, 9.352) \Rightarrow M_B = 3.740 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^4, M_0^5) = 0,5 \max (9.352, 8.578) \Rightarrow M_B = 4.289 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (8.578) \Rightarrow M_B = 2.573 \text{ KN.m}$$

- **calcul des moments en travée :**

Travée de rive AB :

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

$$M_t \geq 0,63 \times 6.679 \longrightarrow M_t \geq 4.23 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,068 M_0^1 \longrightarrow M_t + \frac{2,00 + 4,862}{2} \geq 1,068(6.679)$$

$$M_t = 3.64 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 4.23 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire BC:

$$- M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1,068 M_0^2 \longrightarrow M_t + \frac{4,862 + 3,890}{2} \geq 1,068 (9.725)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 6.01 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^2$$

$$M_t = 0,53 \times 9.725 \longrightarrow M_t = 5.19 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 6.01 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$- M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,068 M_0^3 \longrightarrow M_t + \frac{3,89 + 3,74}{2} \geq 1,068 (9.352)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 6.80 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^3$$

$$M_t = 0,53 \times 9.352 \longrightarrow M_t = 4.956 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 6.80 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$- M_t + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1,068 M_0^4 \longrightarrow M_t + \frac{3,74 + 4,289}{2} \geq 1,068 (9.352)$$

$$\longrightarrow M_t \geq 5.973 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_t \geq 0,53 M_0^4$$

$$M_t = 0,53 \times 9.352 \longrightarrow M_t = 4.956 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 5.973 \text{ kn.m}$

Travée de rive EF :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0^5$$

$$M_t \geq 0,63 \times 8.578 \longrightarrow M_t \geq 5,438 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{4,289 + 2,573}{2} \geq 1,068(8,578) \longrightarrow M_t = 5,73 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 5,73 \text{ kn.m}$

• Calcul des efforts tranchants :

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

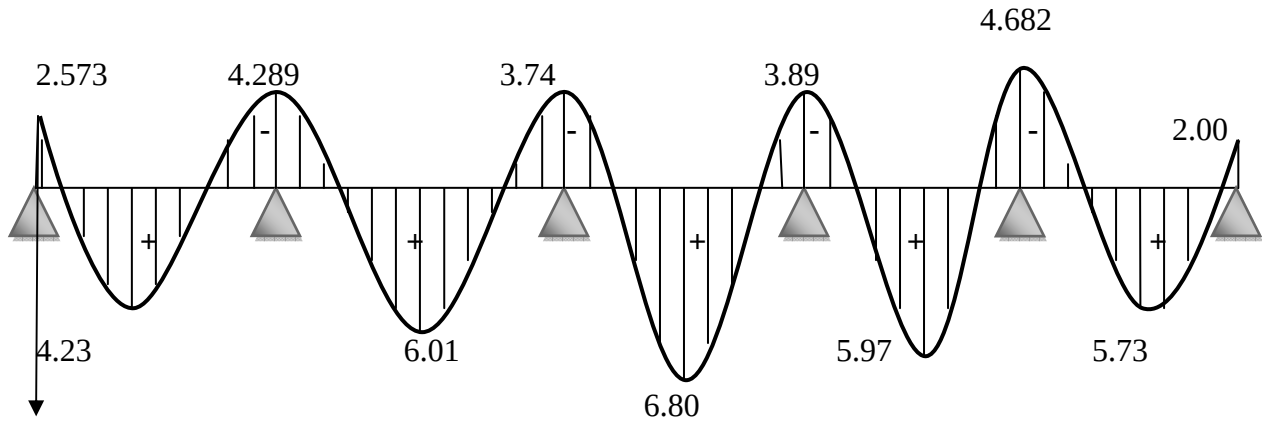
$$T_e = T_w + q_u L$$

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

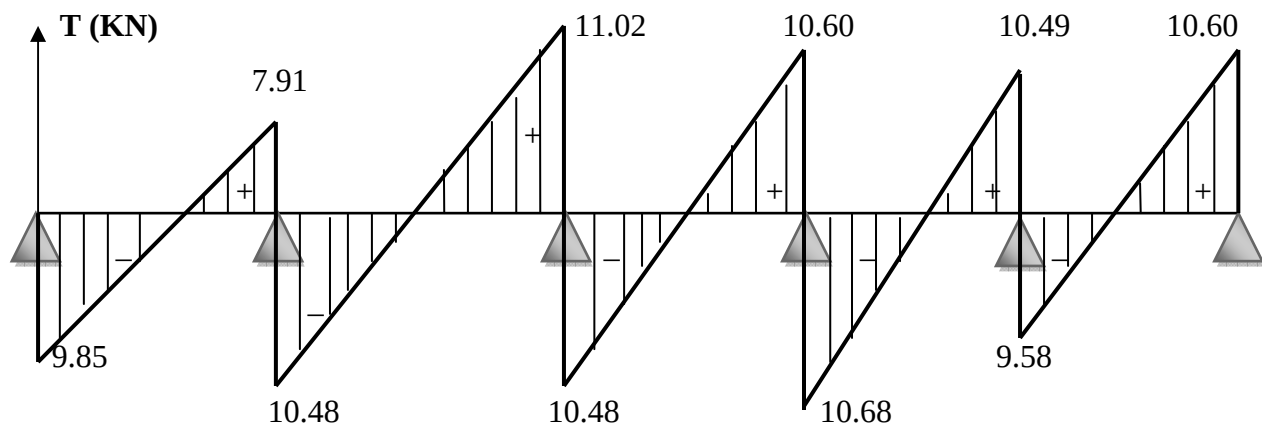
Travées	AB=3.00m	BC=3.62m	CD=3.55m	DE=3.55m	EF=3.40m
Mw(Kn.m)	2.00	4.862	3.890	3.740	4.289
Me(Kn.m)	4.862	3.890	3.740	4.289	2.573
Tw(KN)	-9.85	-10.47	-10.48	-10.68	-9.58
Te(KN)	7.91	11.02	10.59	10.49	10.60
Mt(Kn.m)	4.23	6.01	6.80	5.97	5.73

III.2.2.7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments fléchissant :



b) diagramme d'effort tranchant :



III.2.2.8. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 6,80 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,862 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 11,02 \text{ KN}$$

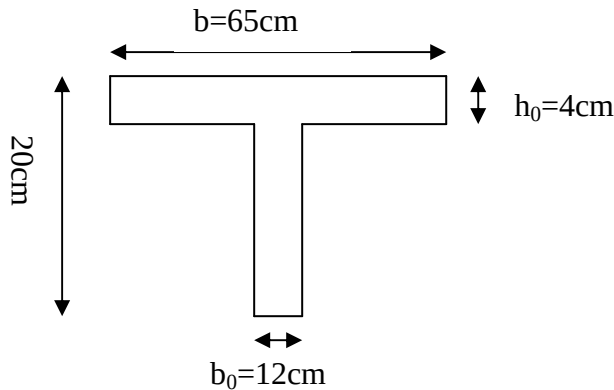


Figure III.2.5 : Section de la poutre en Té

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 6,80 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,80 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,80 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature en travées 3HA10 = 2,35 cm²**

b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_a^{\max} = 4,862 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,862 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.088 \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,862 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.81 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature aux appuis 1HA12 = 1.13 cm²**

c) Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$\phi \leq 0.571 \text{ cm}$ On prend $\phi = 8 \text{ mm}$

On adopte: **armature transversal 2HA8** $\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

d) Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

III.2.2.9 .Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.02 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{11.02 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times 3.14 \times 12} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; avec : $a = 0.9d$

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

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ kN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 10.60 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 11.02 \text{ kN} < 129.6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_u^{\max}}{0.9d})$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.60 - \frac{2.573}{0.9 \times 0.18}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.60 - 15.88)$$

$$A_a = 1.13 \geq -0.15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.02 - \frac{4.862}{0.9 \times 0.18}) = -0.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.13 \geq -0.54 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul des scellements droit :**(BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de : $0.4 l_s = 14.11 \text{ cm}$

III.2.3. Calcul de la poutrelle à l'ELS :

- **calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4.29 \text{ KN/m}$$

Travée AB

$$M_0^1 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.00^2}{8} = 4.826 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$M_0^2 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.62^2}{8} = 7.02 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.55^2}{8} = 6.758 \text{ KN.m}$$

Travée DE

$$M_0^4 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.55^2}{8} = 6.758 \text{ KN.m}$$

Travée EF

$$M_0^5 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4.29 \times 3.40^2}{8} = 6.19 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0,3 M_0^1 = 0,3 \times 4.826 = 1.45 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0,5 \max (4.826, 7.02) \Rightarrow M_B = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_0^2, M_0^3) = 0,4 \max (7.02, 6.758) \Rightarrow M_B = 2.80 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_0^3, M_0^4) = 0,4 \max (6.758, 6.758) \Rightarrow M_B = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_0^4, M_0^5) = 0,5 \max (6.758, 6.19) \Rightarrow M_B = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 (M_0^5) = 0,3 \max (6.19) \Rightarrow M_B = 1.86 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

Travée de rive AB :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^1 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0^1$$

$$M_t \geq 0.63 \times 4.826 \rightarrow M_t \geq 3.04 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.068 M_0^1 \rightarrow M_t + \frac{1.45 + 3.51}{2} \geq 1.068 (4.826)$$

$$M_t = 2.68 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 3.04 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire BC:

$$- M_t + \frac{M_B + M_C}{2} \geq 1.068 M_0^2 \rightarrow M_t + \frac{3.51 + 2.80}{2} \geq 1.068 (7.02)$$

$$\rightarrow M_t \geq 4.35 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^2 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0^2$$

$$M_t = 0.53 \times 7.02 \rightarrow M_t = 3.72 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 4.35 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$- M_t + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1.068 M_0^3 \rightarrow M_t + \frac{2.8 + 2.70}{2} \geq 1.068 (6.758)$$

$$\rightarrow M_t \geq 4.46 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^3 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0^3$$

$$M_t = 0.53 \times 6.758 \rightarrow M_t = 3.58 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 4.46 \text{ kn.m}$

Travée intermédiaire DE :

$$- M_t + \frac{M_D + M_E}{2} \geq 1.068 M_0^4 \rightarrow M_t + \frac{2.70 + 3.38}{2} \geq 1.068 (6.758)$$

$$\rightarrow M_t \geq 4.17 \text{ kn.m}$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^4 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0^4$$

$$M_t = 0.53 \times 6.758 \rightarrow M_t = 3.58 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 4.14 \text{ kn.m}$

Travée de rive EF :

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0^5 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0^5$$

$$M_t \geq 0.63 \times 6.19 \longrightarrow M_t \geq 3.90 \text{ kn.m}$$

$$- M_t + \frac{3.38 + 1.86}{2} \geq 1.068(6.19) \longrightarrow M_t = 4.00 \text{ kn.m}$$

On prend le max $M_t = 4.00 \text{ kn.m}$

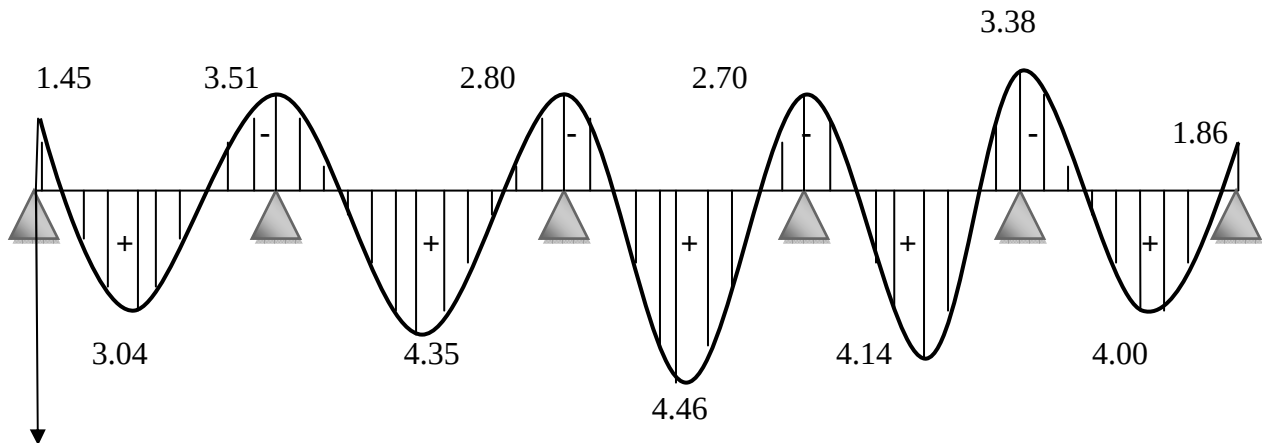
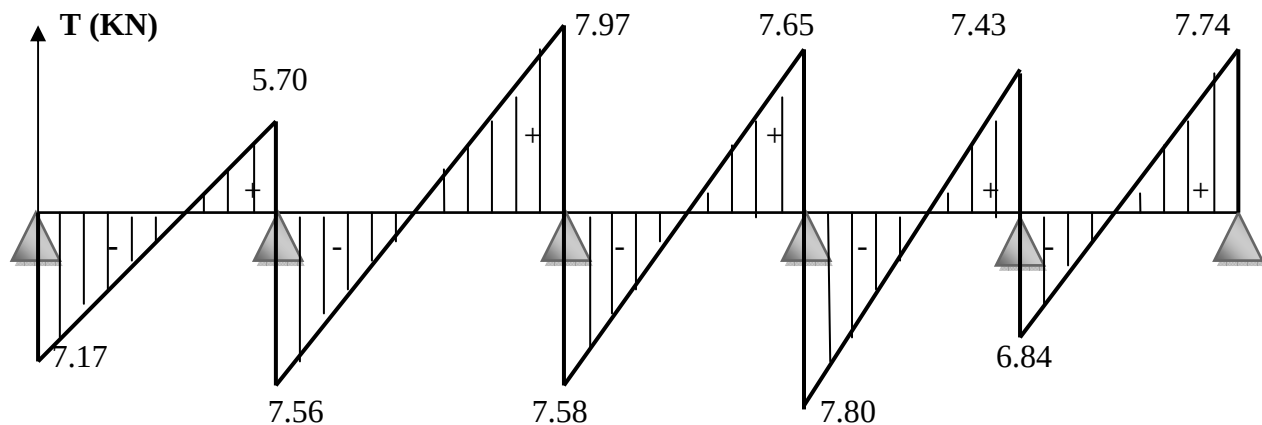
c). Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

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

Travées	AB=3.00m	BC=3.62m	CD=3.55m	DE=3.55m	EF=3.40m
Mw(Kn.m)	1.45	3.51	2.80	2.70	3.38
Me(Kn.m)	3.51	2.80	2.70	3.38	1.86
Tw(KN)	-7.17	-7.56	-7.58	-7.80	-6.84
Te(KN)	5.70	7.97	7.65	7.43	7.74
Mt(Kn.m)	3.04	4.35	4.46	4.14	4.00

III.2.3.1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**d) diagramme des moments fléchissant :****e) diagramme d'effort tranchant :**

III.2.4. Vérifications à L'ELS :**III.2.4.1. Etat limite de la compression du béton :**

- **En travée :** $M_t^{\max} = 4,46 \text{ KN.m}$

a) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow K_1 = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,46 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 123,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{123,10}{19,84} = 6,20 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

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

- **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 3,51 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow K_1 = 31,08$$

a) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,51 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 193,68 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193,68}{31,08} = 6,23 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

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.2.4.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

III.2.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum de flexion.

b₀ : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{362} = 0.055 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.055 > \frac{4.46}{15 \times 7.02} = 0.042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{1.13}{18 \times 12} = 0.0052 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

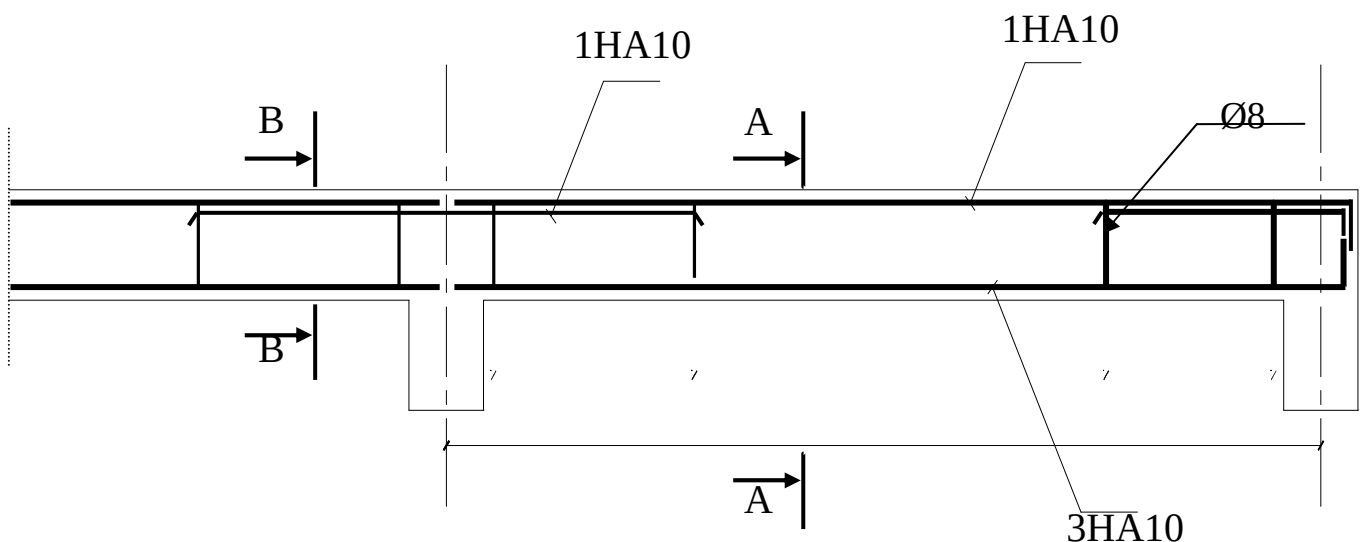
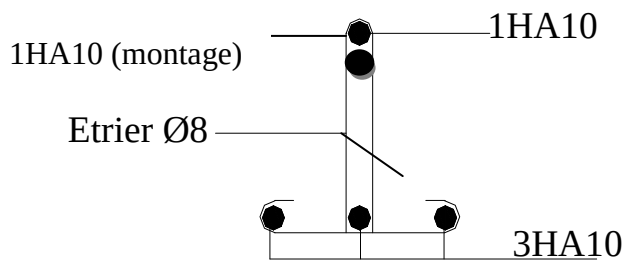
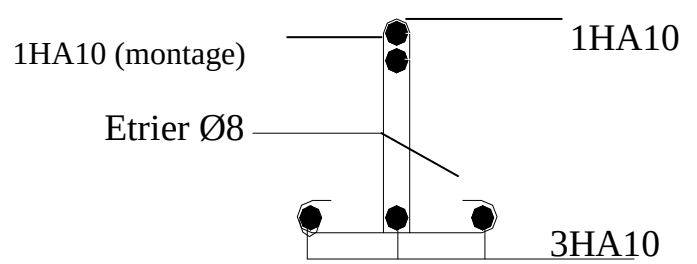


Figure III.2.6. : Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

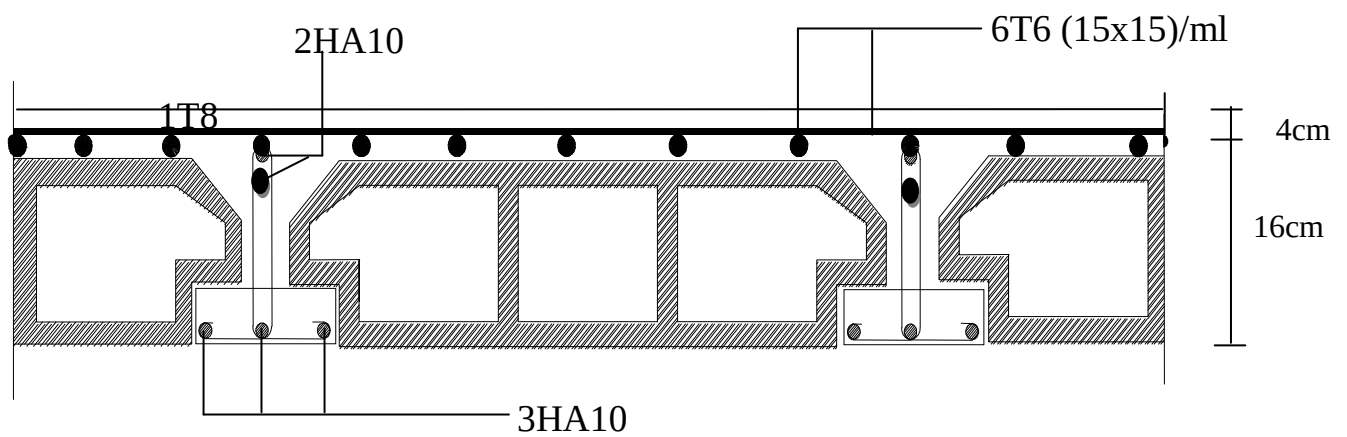


Figure III.2.7 : Plan de ferrailage du plancher

III.3 Les balcons

Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p = 15\text{cm}$

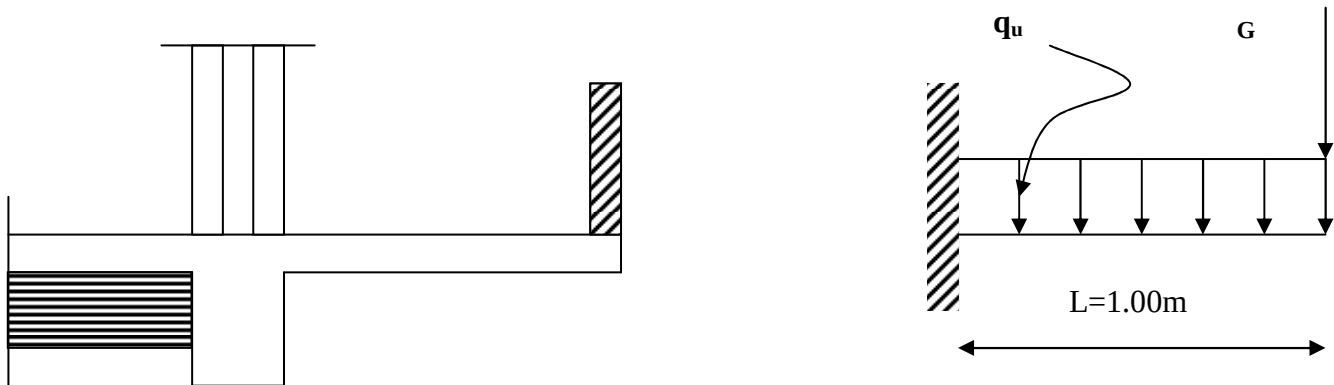


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

III.3.1. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes :

• La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			$G = 5.31\text{KN/m}^2$

- Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			G = 1.62KN/m²

➤ charge d'exploitation : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

Remarque : le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.3.2 Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.43\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19\text{KN}$$

A l'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1 = 8.81\text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.62 \times 1 = 1.62\text{KN}$$

III.3.3 Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

- Calcul du moment sollicité:

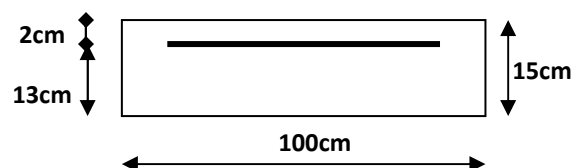
La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_u = \frac{q_{u1}.l^2}{2} + q_{u2}.l \quad \Rightarrow \quad M_u = \frac{12.43 \times 1^2}{2} + 2.19 \times 1 \quad \Rightarrow \quad M_u = 8.40 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8.40 \text{ KN.m} , \quad b = 100\text{cm} , \quad d = 13\text{cm}$$

a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,40 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{8,40 \times 10^5}{0,982 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,89 \text{ cm}^2$$

Armatures principale 4HA10/ml $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition 4HA8/ml $\rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentiel (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

Aucune armatures d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,43 \times 1,00 + 1,62 = 14,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14,05 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,10 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.10 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée les armatures transversale ne sont pas nécessaire)

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125,60 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,05 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125,60} = 0.96 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad 0.96 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres : (Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)

Armature principale : $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition: $St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement après l'article (6.1.253/BAEL91 modifier 99) est fixé pour les barres haute adhérence à :

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

Soit **Ls=18cm**

f) Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{cm} \geq 25 \text{cm} \quad \text{on prévoir des crochet}$$

$$L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{cm}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\overline{V_U} = 0.4 f_{c28} \cdot 0.9 \frac{db}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 0.9 \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_U = 14.05 \text{ KN} < 1017.39 \text{ KN}$$

h) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principale)

$$A_s \geq V_U / f_e / \gamma \quad \text{avec } V_U = 14.04 \text{ KN}$$

$$V_U / f_e / \gamma = 14.04 \times 1000 \times 1.15 / 400 = 0.40 \text{ cm}^2$$

III.3.5 Vérification a l'ELS :

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_S = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + q_{s2} \cdot l$$

$$M_S = \frac{8.81 \times 1^2}{2} + 1.62 \times 1 = 6.02 \text{ KN.m} \implies M_S = 6.02 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes dans le béton et l'acier:**

- **La contrainte dans l'acier:**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \{0.5 f_e, 90 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\} = \min \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow k_1 = 48.29$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{6.02 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 160.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifier.}$$

- **Contrainte dans le béton :** On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} = \frac{160.12}{48.29} = 3.31 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

➤ **Etat limite de déformation (Art.6.8.424/BAEL91)**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.15 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{6.02}{15 \times 1.10} = 0.36 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

On va vérifier la formule suivante : $f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq f = \frac{L}{250}$

Avec : I : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

E_v : module de déformation déferé. $E_v = 10818.865 \text{ MPa}$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3.14} = 7.73 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 7.73 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 \quad \longrightarrow \quad Y_2 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.73^3 + 7.27^3) + 15 \times 3.14 (7.27 - 2)^2 = 71807.67 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 71807.67 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A}{bxd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024$$

Calcul des coefficients λ et μ

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0024 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3.5$$

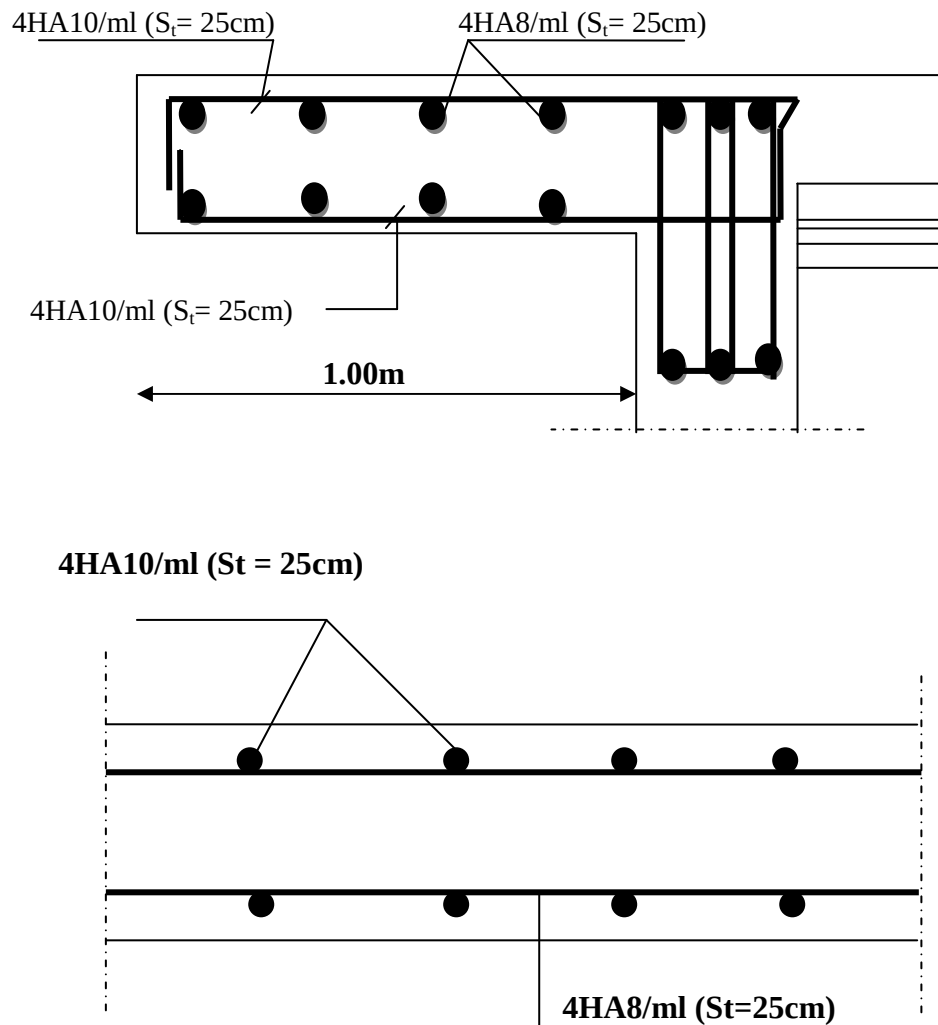
$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 160.12 + 2.1} = 1.00$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \lambda} = \frac{1.1 \times 71807.67}{1 + 1 \times 3.5} = 17552.98 \text{ cm}^3$$

$$\bar{f} = \frac{M_S l^2}{10 E_v I} = \frac{6.02 \times 100^2 \times 100}{10 (10818.86 \times 1000) \times (17552.98 \times 0.0001)} = 0.031 \text{ cm} \leq f = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

➡ La flèche est vérifiée

Conclusion : le balcon sera ferraillé comme suite :



Coupe A-A

Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon

III.4 Etude de la poutre de chaînage :**Introduction :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.4.1 Prédimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- La hauteur h_t :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- La largeur b :

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

Sachant que $L = 355\text{cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{355}{15} = 23.67\text{cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{355}{10} = 35,5\text{cm}$$

Ce qui donne $23,67 \leq h_t \leq 35,5$

On prend $h_t = 30\text{cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12\text{cm}$$

$$0,7 h_t = 21\text{cm}$$

on prend $b = 20\text{cm}$.

III.4.2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).

$$\left. \begin{array}{l} b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h_t = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Conditions vérifiées}$$

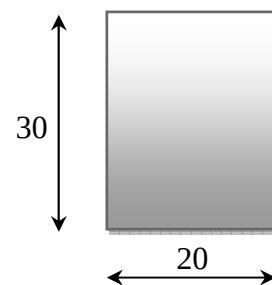


Fig. III.4.1 Dimensions de la poutre chaînage

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est :

Poutre chaînage : $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

III.4.3 Evaluation des charges et surcharges :

- ❖ Les charges permanentes :

Eléments	Charges (KN/ml)
Poids propre de la poutre	$0,2 \times 0,3 \times 25 = 1.5$
Poids du plancher	$5,10 \times (0,65/2) = 1,657$
Poids du mur	$1.3 \times 25 \times 0,1 = 3.25$
Poids du garde-corps	1
	G=7.40KN/ml

La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487\text{KN/ml}$

III.4.4 Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,3 G + 1,5 q = 1,35 \times 7,40 + 1,5 \times 0,487 = 10,72 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q = 7,40 + 0,487 = 7,89 \text{ KN/ml}$.

III.4.5 Etude de la poutre a l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

a) Calcul des efforts :

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{10,72 \times 3,55^2}{8} = 16,89 \text{ KN.m}$$

afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 16,89 = 14,35 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 16,89 = -5,07 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 10,72 \times \frac{3,55}{2} = 19,02 \text{ KN}$$

$$T_y = 19,02 \text{ KN}$$

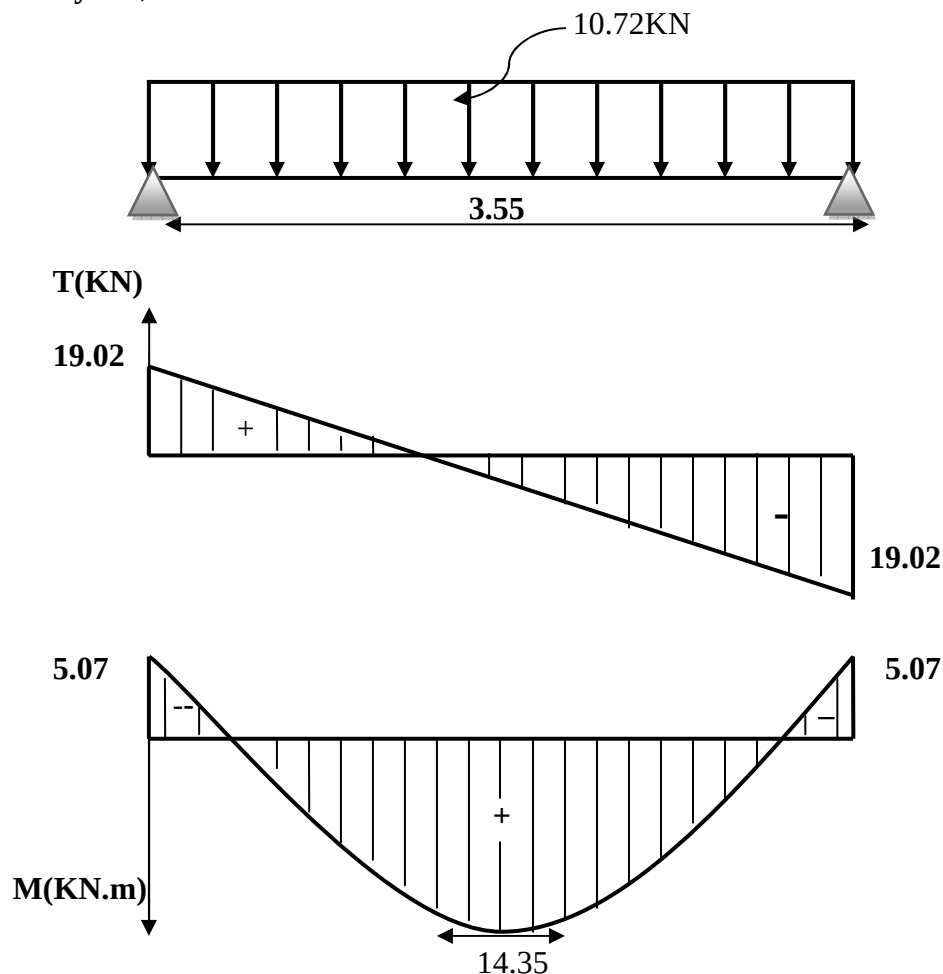


Fig. III.4.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

b) Calcul des armatures longitudinales :• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{14,35 \times 10^3}{20 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,066$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,35 \times 10^3}{0,966 \times 27,5 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

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

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5,07 \times 10^3}{20 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,07 \times 10^3}{0,988 \times 27,5 \times 348} = 0,536 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2,36 cm²**

III-5-6 Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{19,02}{0,20 \times 0,275} = 345,81 \text{ KN/m}^2 = 0,345 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa \right\} = \min \{ 2,5; 4MPa \} = 2,5MPa \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,345MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):**

1) dans le béton : (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :

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

$$V_u = 19,02KN \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 27,5 \frac{2,5}{1,5} = 330KN \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)

$$A_u = 2,36cm^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(19,02 + \frac{-5,07}{0,9 \times 0,275} \right) = -0,0042cm^2$$

$$\Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{19,02 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 94,20} = 0,84MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = 0,84MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27cm$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11cm$$

$$\text{Soit : } L_c = 15cm$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{20}{10} = 2 \right\} = 0,857cm$$

Soit :

$$\phi_t = 8mm \leq 8,57mm.$$

On prend un **cadre et un étrier** en HA8 ; **4HA8=2,01cm²**

Selon le (BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 27,5; 40\text{cm}) = \min(24,75; 40) = 24,75\text{cm}$$

$$\text{Soit : } s_t = 20\text{cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01\text{MPa} > 0,40\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

• **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

$$\text{Soit } S_t = 7\text{cm en zone nodale}$$

• **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15\text{cm en zone courante}$$

❖ **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,9\text{cm}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

III.5.6 Vérification à l'ELS :

$$q_s = 8,32\text{KN/m}$$

a) **Calcul des efforts :**

• **Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 7,89 \times \frac{3,55}{2} = 14,00\text{KN}$$

• **Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 7,89 \times \frac{3,55^2}{8} = 12,43\text{KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times 12,43 = -3,73\text{KN.m}$$

- **En travée:**

$$M_t = 0,85 \times 12,43 = 10,56\text{KN.m}$$

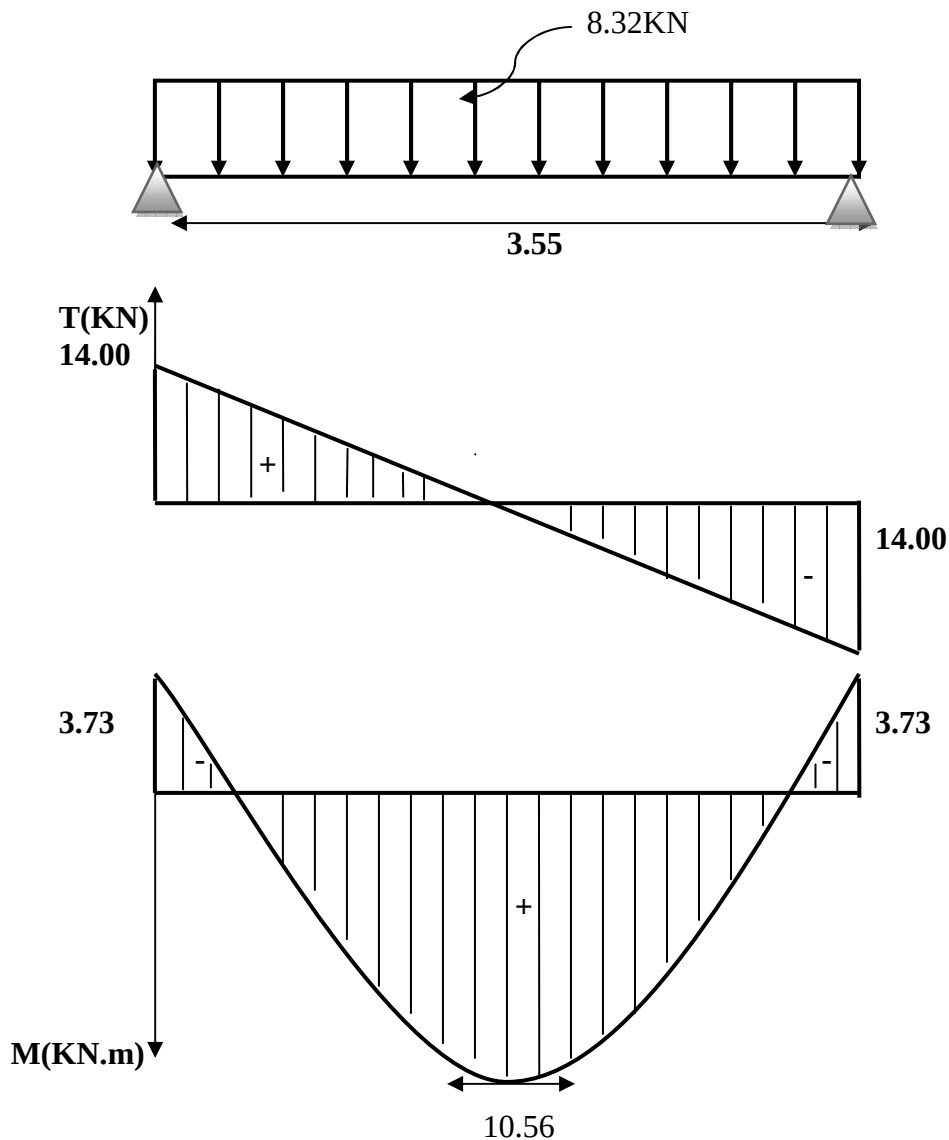


Fig. III.4.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELS

b) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -3,73 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 27,5} = 0,43$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M s_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,73 \times 10^6}{0,909 \times 27,5 \times 236} = 64,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 64,75 = 1,61 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- **En travée :**

$$M_s = 10,56 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27,5} = 0,616$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,894 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{10,83 \times 10^6}{0,894 \times 27,5 \times 339} = 129,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,031 \times 129,94 = 4,02 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

c) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 129,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10 M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

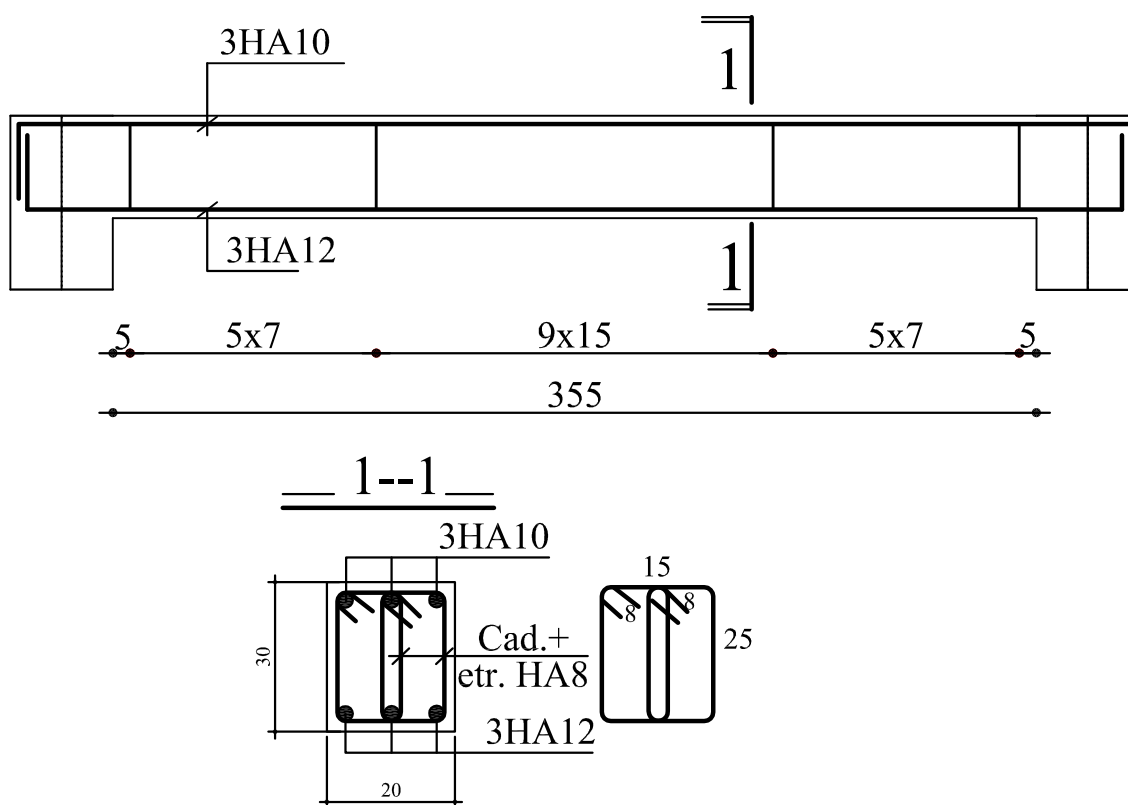
$$\frac{h}{l} = \frac{30}{355} = 0,085 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{10,56}{10 \times 12,43} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{20 \times 27,5} = 0,0061 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

FERR.POUTRES CHAINAGE



PAGE 57

Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudié par Melle : MOULAHCENE SAMIA
Melle : KHELIFI FATMA

Dirigé par Mr : MANSOURI A

PROJET : BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT : AIN-ZAOUIA
COMMUNE : AIN-ZAOUIA
DAIRA : DRAA-EL-MIZAN
WILAYA : TIZI-OUZOU

TITRE : FERRAILLE DES POUTRES CHAINAGE

ECHELLE

1/50

DATE

SEP 2014

III.5. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine

Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de :

vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$,

La surface de la cabine $S = (1.45, 1.30) = 1.885\text{m}^2$

La hauteur de la cabine est de 2.20m

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes.

La surcharge d'exploitation $Q = 1\text{ KN/ml}$

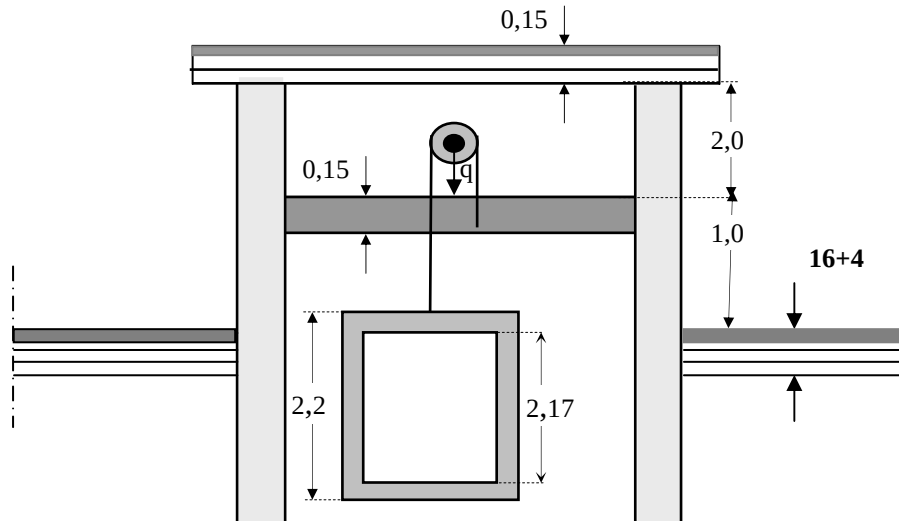


Fig. III.5.1 : coupe verticale de la charge d'ascenseur

III.5.1 Calcul de la dalle de la salle machine :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$M_{x1} = (M_1 + v M_2) q$$

$$M_{y1} = (M_2 + v M_1) q$$

Avec : M_1 et M_2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{l_x}{l_y}$

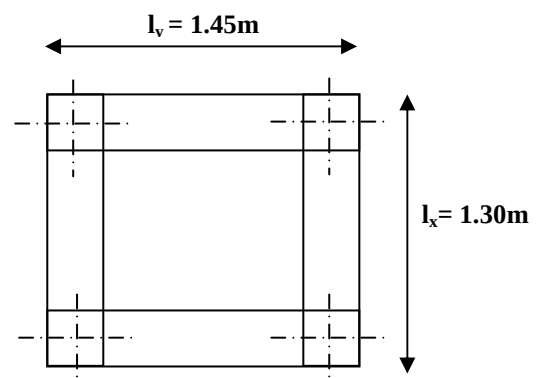
q : la charge total appliqué sur un rectangle centré

U et V : coté de la surface réduit

v : Coefficient de poisson $\Rightarrow$

$$\begin{aligned} v &= 0 \text{ à l'ELU} \\ v &= 0,2 \text{ à l'ELS} \end{aligned}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{145}{30} = 4.83\text{cm}$$



h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) :

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

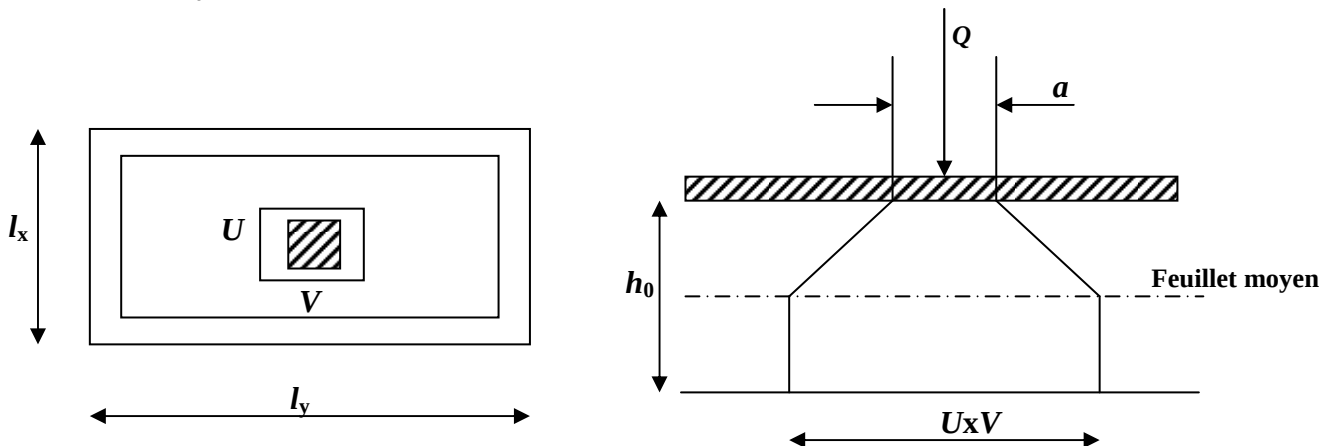


Fig. III.5.2 : diffusion de charge dans le feuillet moyen

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.45} = 0.90 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a: $U = U_0 + 2\xi_c \cdot e + h_0$

$$V = V_0 + 2\xi_c \cdot e + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0\text{cm}$)

h_0 : hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

ξ_c : Coefficient de remplissage est égale à 1 pour un remplissage en béton ou analogue.

U_0, V_0 : côté de rectangle dans laquelle q est centrée) , ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$)

$$\Rightarrow U = 80 + 2 \times 0 + 0.15 = 0.95 \text{ m}$$

$$V = 80 + 2 \times 0 + 0.15 = 0.95 \text{ m}$$

III.5.2 Calcul des efforts :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.30}{1.45} = 0.90$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0.95}{1.30} = 0.73 \quad \frac{V}{l_y} = \frac{0.95}{1.45} = 0.65$$

A partir des tables de PIGEAUD après interpolation on obtient :

$$M_1 = 0.074$$

$$M_2 = 0.059$$

▪ Les moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

à l'ELU : $v = 0$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 80 + 1.5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml}$$

D'où:

$$M_{x1} = 108 \times M_1 = 108 \times 0.074 = 7.99 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y1} = 108 \times M_2 = 108 \times 0.059 = 6.37 \text{ KN/ml}$$

▪ **Calcul des moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec : μ_x, μ_y : des coefficients donnés en fonction de ρ

$\rho = 0,9 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0458 \quad \mu_y = 0,778$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

D'où:

$$M_{x2} = 0,0458 \times 6,563 \times (1,30)^2 = 0,808 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 0,808 = 0,629 \text{ KN.m}$$

▪ **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,99 + 0,808 = 8,80 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,37 + 0,629 = 7,00 \text{ KN.m}$$

III.5.3 Ferraillage :

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Sens x-x

➤ Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,80 = 2,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,64 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,64 \cdot 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : St = 25 cm

➤ En travée

$$M_t = 0,85 \times 8,80 = 7,48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{7,48 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{7,48 \cdot 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement : St = 25 cm

Sens-y-y

➤ Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 7,00 = 2,1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,1 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2.1 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4 HA10 = 3.14 cm²** avec St = 25cm.

➤ **En travée**

$$M_t = 0.85 \times 7.00 = 5.95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.95 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{5.95 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec St = 25 cm

III.5.4 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

(Art 4.2.1BAEL91)

Condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminer a partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers de leurs diamètres et de la résistance a la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \left(\frac{3-a}{2} \right) \text{ avec } a = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0.8\%$)

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 1.26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

b) Contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{2(U+V)} = \frac{108}{3(0.95)} = 28.42 \text{ KN.}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{q_u}{3A} = \frac{108}{2(0.95 \times 0.95)} = 37.89 \text{ KN}$$

$$\text{. On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{37.89 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPa} \leq 0.07 \frac{25}{1.5} = \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa.} < 1.16 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

Armatures $A_x // L_x$

$$St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures $A_y // L_y$

$St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Diamètre minimal des barres :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

f) Vérifier de non poinçonnement : CBA 93(Art a .5.2.4.2)

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement 'Qu'est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du la présence d'un ferrailage horizontale

$$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée}).$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m.}$$

$$P = \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 427,5 \text{ KN} < 108 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisé est éloigné des bords de la dalle)

III.5.5 Vérification de l'E.L.S

- **Moment engendré par le système de levage**

$$q_s = G + Q = 80 + 0 = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$M_{x1} = (0,074 + 0,2 \times 0,059) \times 80 = 6,864 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,059 + 0,2 \times 0,074) \times 80 = 5,904 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,90 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (1,30)^2 = 0,424 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,846 \times 0,424 = 0,360 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,864 + 0,424 = 7,288 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,904 + 0,360 = 6,264 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte de semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement

Sens x-xMoment aux appuis : $M_a = 0.3 \times 7.288 = 2.186 \text{ KN.m}$ Moment en travées : $M_t = 0.85 \times 7.288 = 6.194 \text{ KN.m}$ **Sens y-y**Moment aux appuis : $M_a = 0.3 \times 6.264 = 1.879 \text{ KN.m}$ Moment en travées : $M_t = 0.85 \times 6.264 = 5.324 \text{ KN.m}$ **III.5.6 Vérification des Contrainte de compression dans le béton (A 4.5.2.BAEL91)**Pour disposé de cette vérification, on peu vérifier simplement (α) position de l'axe neutre

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \longrightarrow \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens x-x

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{2.64}{2.165} = 1.22 \text{ avec } u = 0.01 \longrightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\alpha = 0.0126 < \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{7.48}{6.194} = 1.20 \text{ avec } u = 0.03 \longrightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35$$

Sens y-y

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{2.1}{2.165} = 0.97 \text{ avec } u = 0.008 \longrightarrow \alpha = 0.0100$$

$$\alpha = 0.0100 < \frac{0.97 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.235$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{5.95}{6.194} = 0.96 \text{ avec } u = 0.024 \longrightarrow \alpha = 0.034$$

$$\alpha = 0.034 < \frac{0.96 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.23$$

III.5.7 Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

III.5.8 Vérification a la flèche (B .6.5.2 BAEL91)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur 4 cotés, on peu se disposé de calcule de la flèche si les conditions suivantes sont verifier, puisque c'et le cas, alors il est inutile de calculer la flèche.

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \text{ et } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{15}{130} = 0.115 \geq \frac{7.48}{20 \times 7.288} = 0.051 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.5.8 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

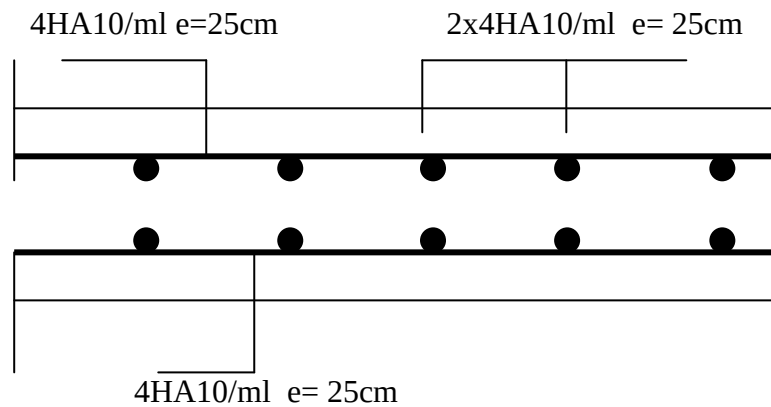


Fig. III.5.3 Ferrailage selon x-x

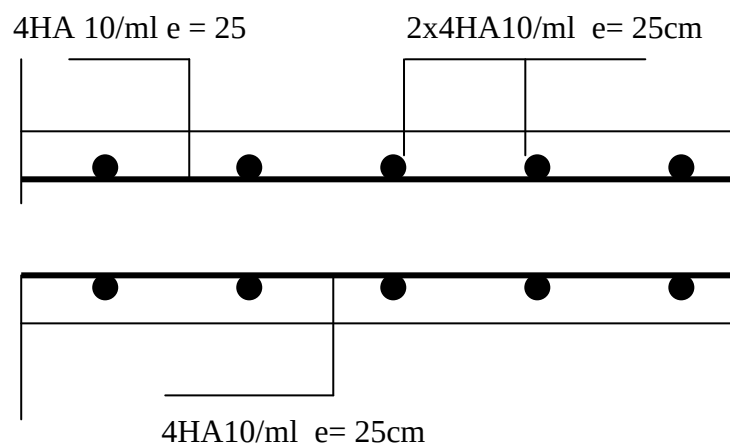


Fig. III.5.3 Ferrailage selon y-y

III.6 Calcul des escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier de type droite avec deux volées et un palier intermédiaire.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

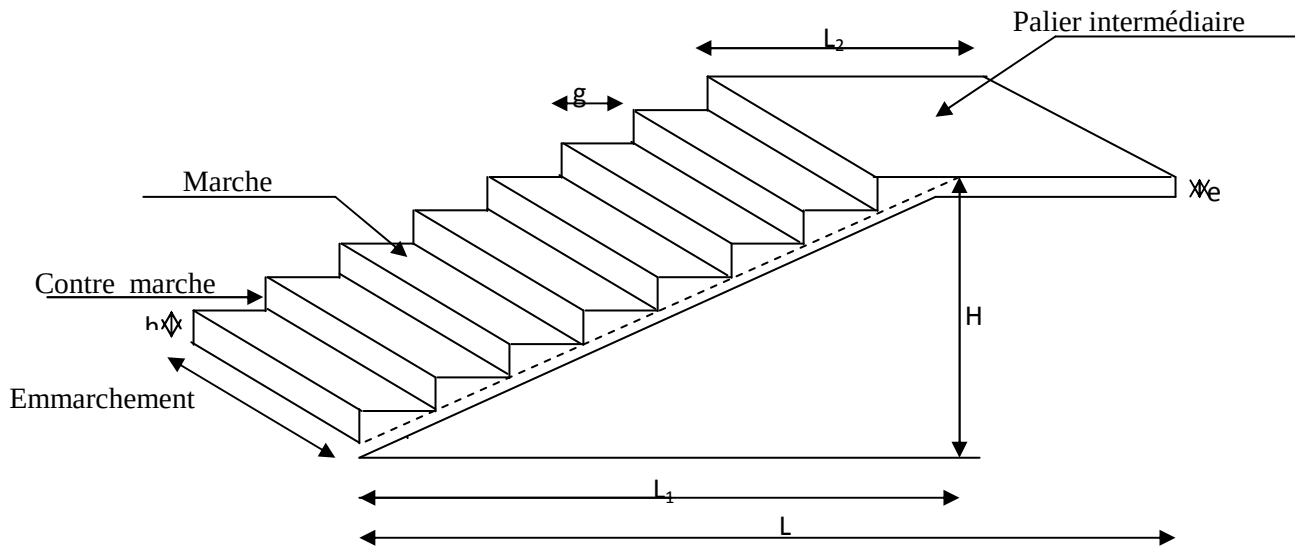


Fig. III.6.1 : Coupe verticale de l'escalier

G : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge vertical, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...ect....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.6.1 Etages courants :**Pré-dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

Le schéma statique d'escalier

$H_t = 306 \text{ cm}$

Soit : $h = 17\text{cm}$

$n = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow$ on prend 9 contre marche par volée

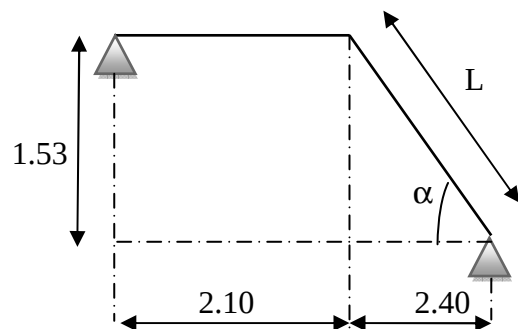
$m = 9 - 1 = 8$

Relation de BLANDEL

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$

$25 \leq g \leq 32\text{cm}$

Soit : $g = 30$

**Vérification de la loi de BLONDEL :**

$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée

La paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_1$

On: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,69\text{cm}$

D'où $L = 284,69 + 210 = 494,62\text{cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{494,69}{30} \leq e_p \leq \frac{494,69}{20} \Rightarrow 16,48\text{cm} \leq e_p \leq 24,73\text{cm}$

Soit : $e_p = 17\text{cm}$

III.6.1.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :****1. La volée :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 32,51} = 5,04$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0,40 + 0,44 + 0,36 + 0,36 = 1,56$
- Poids propre du garde corps	0,2
	G = 8.92

Tableau III.6.1.1 : Charge totale du palier.

2. Le palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	$25 \times 0,17 = 4,25$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G = 5.81

Tableau III.6.1.2 : Charge totale du palier.

3. Les charges concentrées (mur intérieur). Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (P).

Elément	Poids (KN/m ²)
Maçonneries en briques creuses	$(9 \times 0,1) = 0,9$
Poids des enduits (enduit plâtre)	$0,2 \times 2 = 0,4$
	P = 1.3

$$P = (3,06 - 0,17) \times 1,3 \times 1\text{m} = 3,75 \text{ KN.}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

4. Combinaisons de charge et surcharge:

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

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,92 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 15,79 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 11,59 \text{ KN/ml}$
- la charge concentré : $q_{2u} = 1,35 \times 3,75 = 5,07 \text{ KN}$

ELS : $G+Q$

- La paillasse : $q_{1s} = (8,92 + 2.5) \times 1 = 11,42 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5,81 + 2.5) \times 1 = 8,31 \text{ KN/m}$
- le mur intérieur : $q_{3s} = 3,75 \text{ KN}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

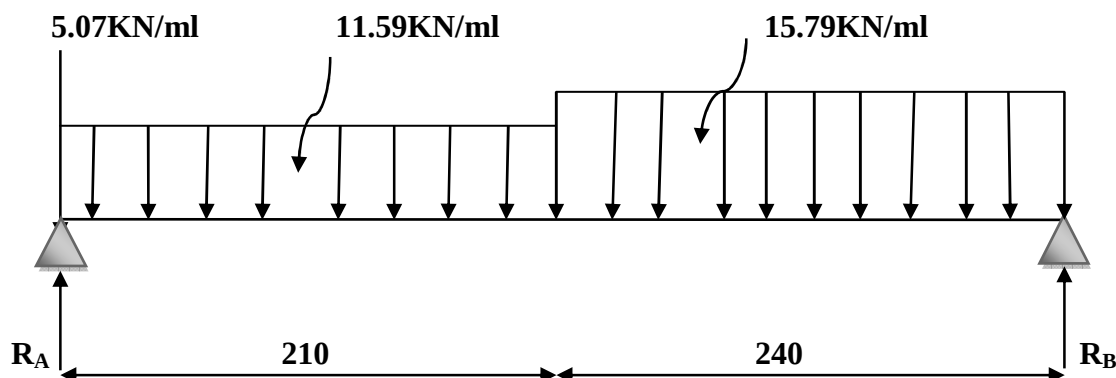


Fig.III.6.1.1 : diagramme des efforts à l'ELU.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = 15.79 \times 2.4 + 11.59 \times 2.10 + 5.07 = 67.30 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 67.30 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 4.5 - [(15.79 \times 2.4) \times 3.3] - [(11.59 \times 2.1) \times 1.05] = 0$$

$$\implies R_B = 33.47 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \implies R_A \times 4.5 + [(15.57 \times 2.4) \times 1.2] + [(11.59 \times 2.1) \times 3.45] + 5.07 \times 4.5 = 0$$

$$\implies R_A = 33.83 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2.1$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = -11.59x + 28.76$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 28.76 \text{ KN} \\ X = 2.1 \text{ m} \implies T(2.10) = 4.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$

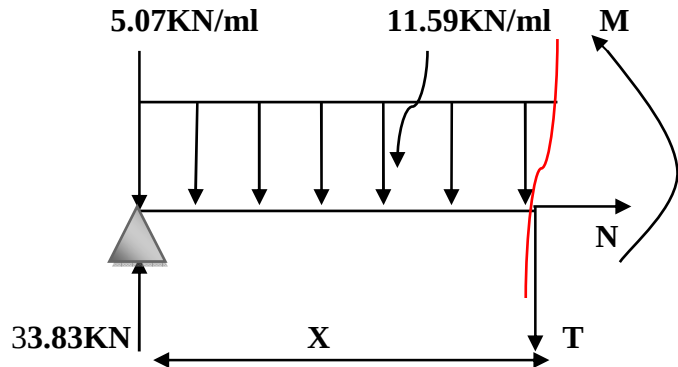
Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \implies M = -5.795x^2 + 28.76 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 2.1 \text{ m} \implies T(2.10) = 34.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \implies T = 0 \implies x = 2.48 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.48) = 35.64 \text{ KN.m}$$



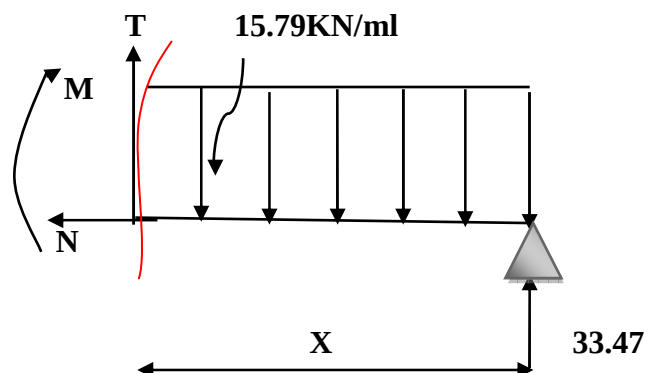
• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

➤ 2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 2.4$

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \implies T = 15.79 x - 33.47$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = -33.47 \text{ KN} \\ X = 2.4 \text{ m} \implies T(2.40) = 4.42 \text{ KN} \end{array} \right.$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\sum M/i = 0 \implies M = -7.895x^2 + 33.47 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 0 \text{ KN} \\ X = 2.1 \text{ m} \implies T(2.40) = 34.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \implies T = 0 \implies x = 2.12 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.12) = 35.48 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.1 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 2.10$	$-11.59 x + 28.76$	$-5.795x^2 + 28.76 x$	0	28.76	0
			2.10	4.42	34.85
$0 \leq X \leq 2.40$	$15.79 x - 33.47$	$-7.895 x^2 + 33.47 x$	0	-33.47	0
			2.40	4.42	34.85

REMARQUE

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

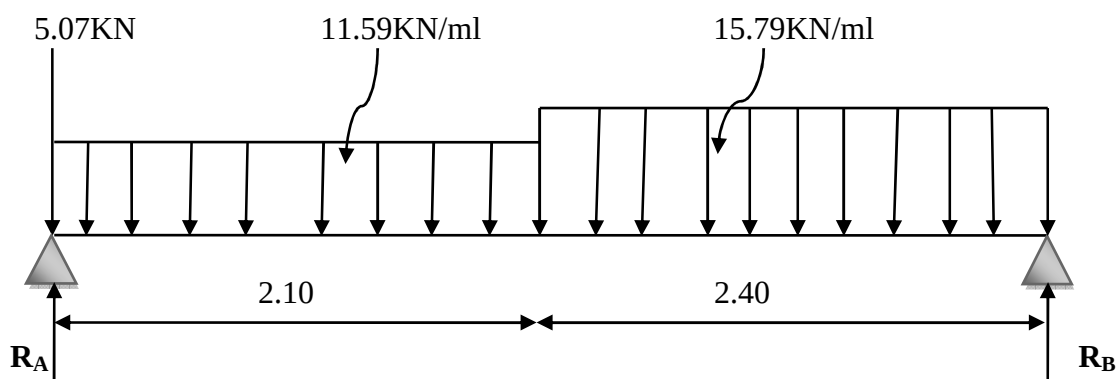
• **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ ap}} = (-0,3) M_{u \max} = (-0,3) \times (35.64) = -10.70 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = (0,85) \times (35.64) = 30.29 \text{ KN.m}$$

6. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



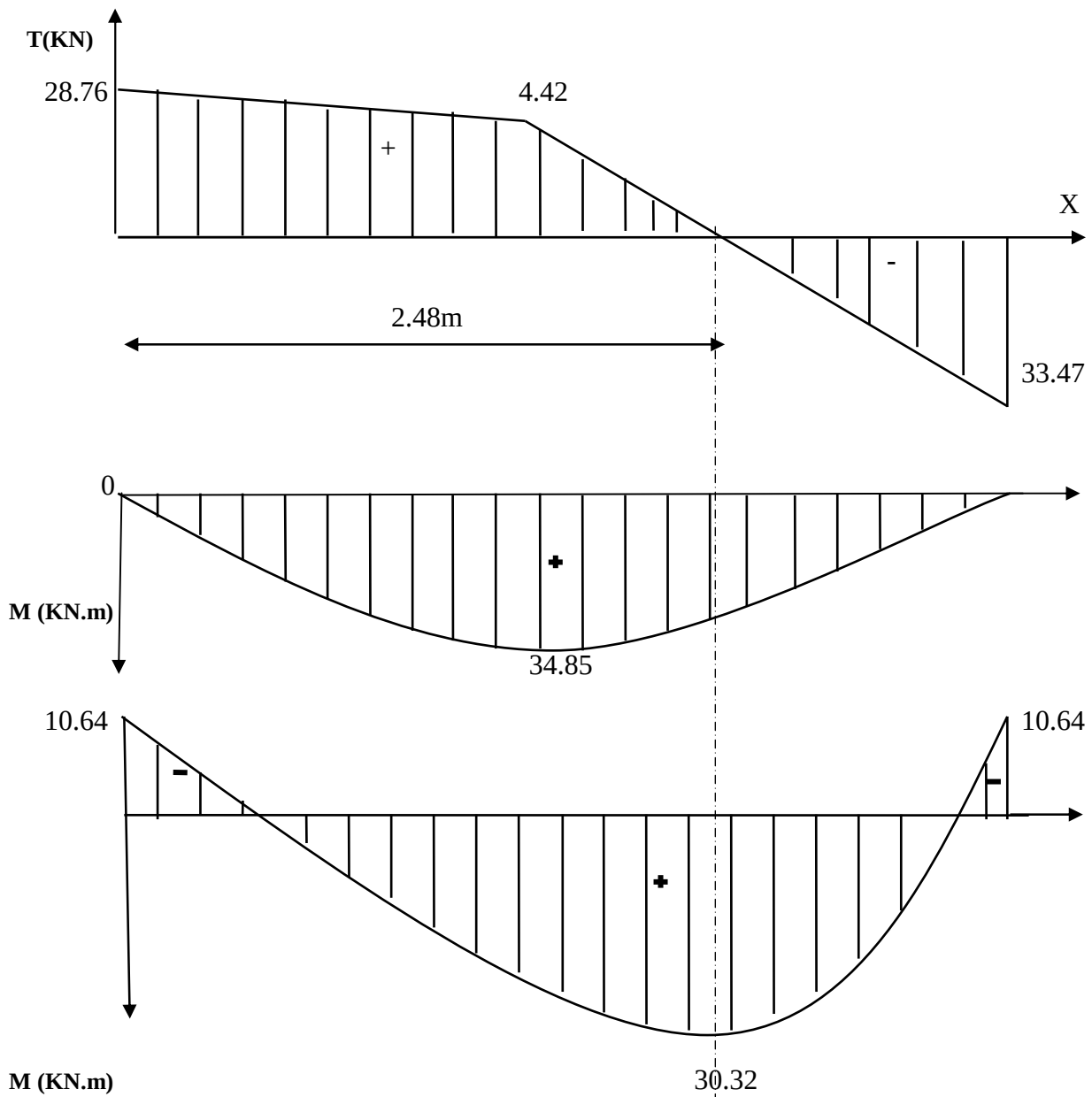


Fig. III.6.1.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

III.6.1.2 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{ap}} = 10.70 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.70 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu_a = 0.033 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.033 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.70 \times 10^3}{0.984 \times 15 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10 = 4.71 cm²** avec **S_t = 15cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm**.

En travée : $M_{u_{tra}} = 30.29 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{30.29 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951$$

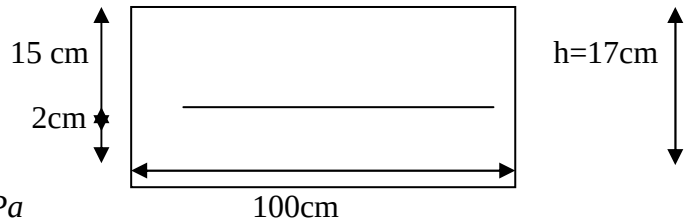
$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{30.29 \times 10^3}{0.951 \times 15 \times 348} = 6.10 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA14 = 9.24 cm²** avec **S_t = 15cm**

- **Armatures de répartition**

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

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25cm**.



III.6.1.3 LES Vérifications à l'ELU**a) Réparation des barres :**

- Armatures principales :

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=25\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- Armatures de réparation :

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**En travées :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 9.24 \text{ cm}^2 > 1.81\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 4.71\text{cm}^2 > 1.81\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

c) Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{33,47 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.223 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.223 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis**▪ Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5\text{cm}$

$$T_u = 33.47 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 33.47 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$4.71 \geq (33.47 + \frac{10.64}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.128 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.47 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 263.76} = 0.939 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.939 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

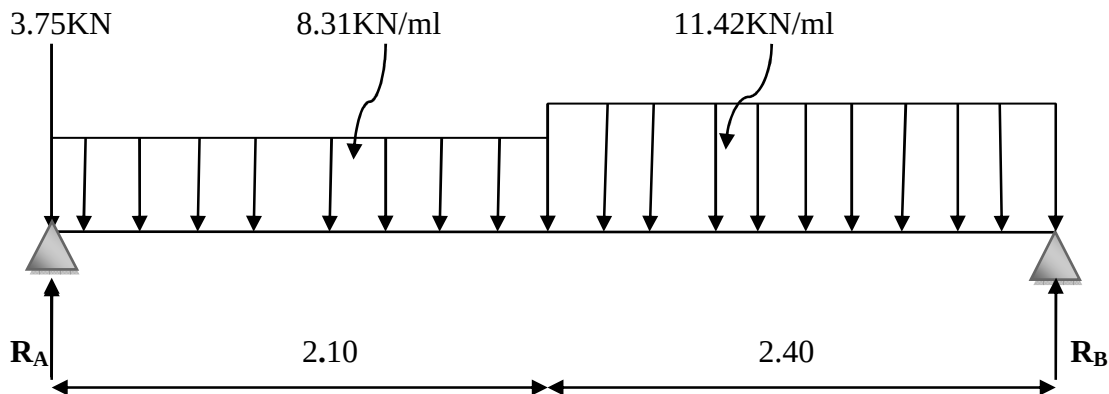
$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.29 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 49.29 = 19.71 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

III.6.1.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



Les réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 \quad R_A + R_B = (11,42 \times 2,40) + (8,31 \times 2,10) + 3,75$$

$$R_A + R_B = 48,60 \text{ kN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A \times 4,50 - (3,75 \times 4,50) - 8,31 \times 2,10 \left(\frac{2,10}{2} + 2,40 \right) - 11,42 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} \right)$$

$$R_A = 24,43 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 0 \quad - R_A \times 4,50 + 8,31 \times 2,10 \left(\frac{2,10}{2} \right) + 11,42 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 2,10 \right)$$

$$R_B = 24,17 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 24,17 + 24,43 = 48,60 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{vérifier}$$

Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

➤ Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$

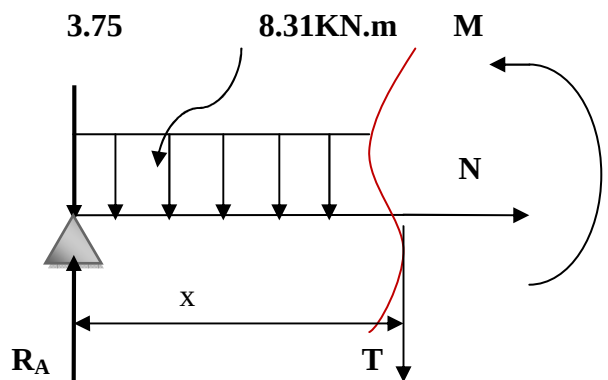
Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \quad \Rightarrow T + 8,31x + P - R_A = 0$$

$$T = -8,31x - 3,75 + 24,43$$

$$T = -8,31x + 20,68$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \quad \longrightarrow T(0) = 20,68 \text{ kN} \\ X=2,10 \text{ m} \quad \longrightarrow T(2,1) = 3,23 \text{ kN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{8,31}{2} x^2 - R_A x + 3,75x$$

$$M = -4,155x^2 + 24,43x - 3,75x$$

$$M = -4,155x^2 + 20,68x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} & \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=2,10\text{m} & \implies M(2,10) = 25,10\text{KN.m} \end{cases}$$

$$Mu_{\max} : a \ T = 0 \implies T = -8,31x + 20,68 \implies X = 2,48\text{m}$$

$$\text{On a : } M = -4,155x^2 + 20,68x \implies M(2,48) = 25,73\text{KN.m}$$

➤ **Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$**

Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \implies T - 11,42x + R_B = 0$$

$$T = 11,42x - 24,17$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies T(0) = -24,17\text{KN} \\ X=2,40\text{m} & \implies T(2,1) = 3,23\text{KN} \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant :**

$$\sum F / i = 0 \implies M = \frac{11,42}{2} x^2 - R_B x$$

$$M = -5,71x^2 + 24,17x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \implies M(0) = 0\text{KN.m} \\ x=2,40\text{m} & \implies M(2,40) = 25,10\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } Mu_{\max} : a \ T = 0 \implies T = 11,42x - 24,17 \implies X = 2,12\text{m}$$

$$x = 2,12\text{m}$$

$$\text{On a : } M(x) = -5,71x^2 + 24,17x$$

$$M(2,12) = 25,57\text{KN.m}$$

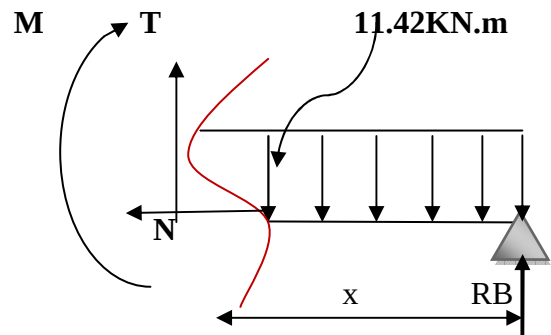


Tableau de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 2.10$	$-8.31 x + 20.68$	$-4.155x^2 + 20.68 x$	0	20.68	0
			2.10	3.23	25.10
$0 \leq X \leq 2.40$	$11.42 x - 24.17$	$-5.71.x^2 + 24.17 x$	0	-24.17	0
			2.40	3.23	25.10

Remarque Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $Mu_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$Mu_{ap} = (-0.3) Mu_{\max} = (-0.3) (25.73)$$

$$Mu_{ap} = -7.719 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$Mu_{tra} = (0.85) Mu_{\max} = 0.85 (25.73)$$

$$Mu_{tra} = 21.87 \text{ KN.m}$$

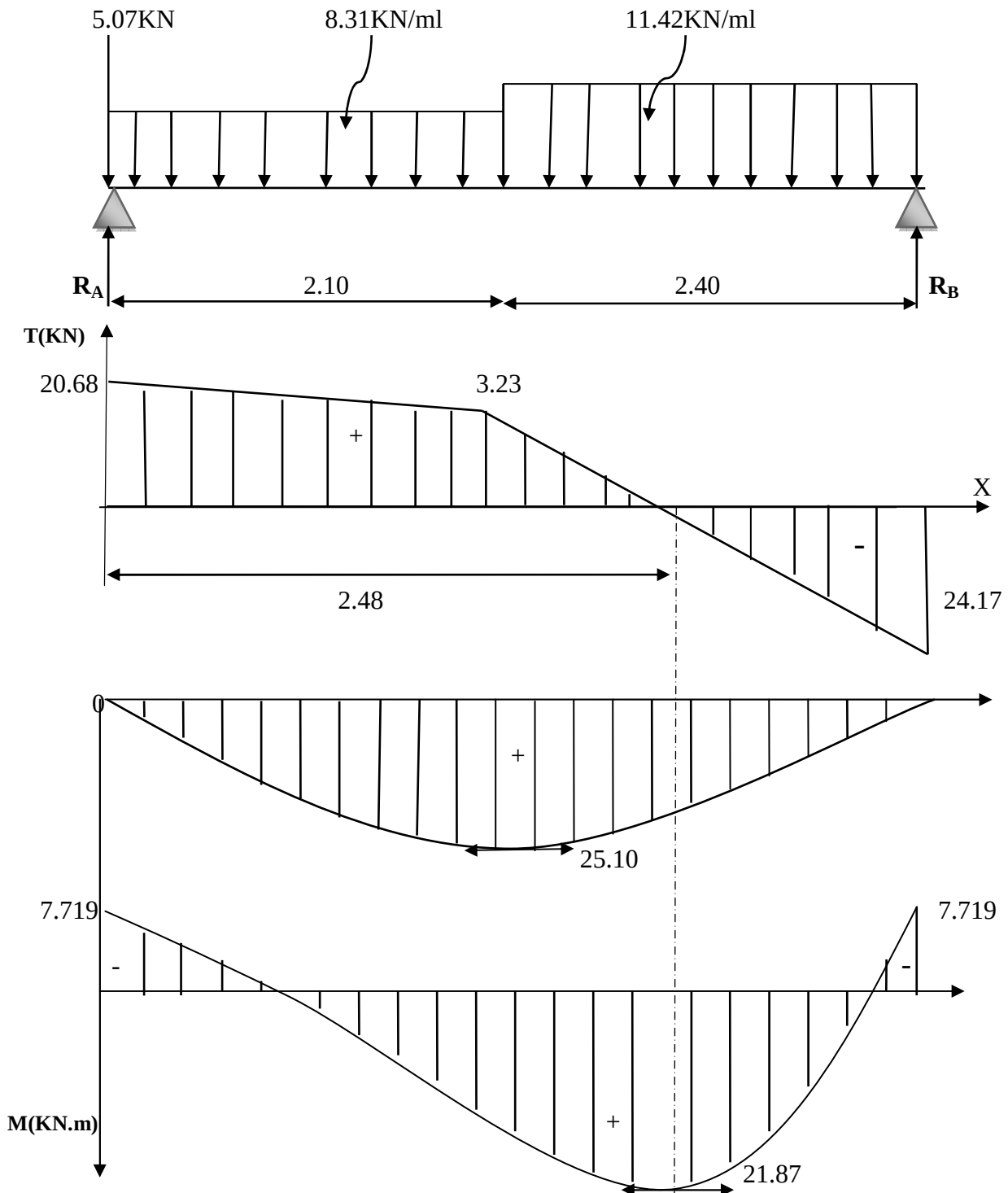


Fig. III.6.1.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.1.5 Vérifications à ELS :**a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 x d x A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4.71}{100 x 15} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 42.80$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.87 x 10^3}{0.914 x 15 x 4.71} = 352.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{352.91}{42.8} = 8.24 \text{ Mpa}$$

$$8.24 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 x A_{st}}{b x d} = \frac{100 x 4.71}{100 x 15} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 42.80$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.717 x 10^3}{0.914 x 15 x 4.71} = 124.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.90 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \mathbf{M_t : \text{Moment max en travée.}}$$

$\mathbf{M_0 : \text{Moment max isostatique.}}$

Vérification

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 410 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 21.87 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8.22 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{410} = 0.041 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.07 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{21.87}{10 \times 8.22} = 0.26 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.71}{100 \times 15} = 0.00314 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L^3}{500} = \frac{410^3}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{17^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 3.93} = 8.74 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.74 = 8.25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 8.25 \text{ cm}$$

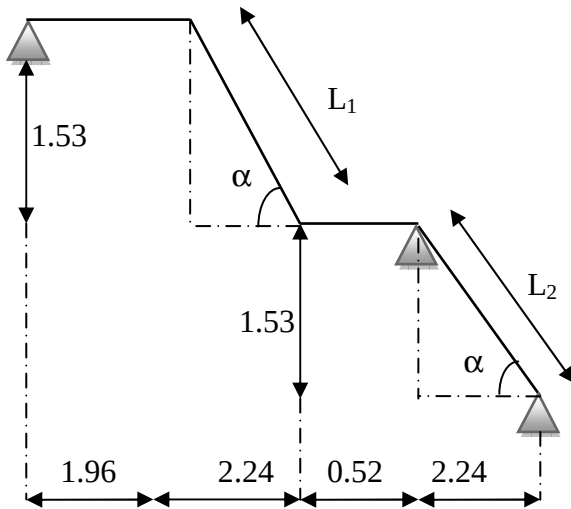
$$I = \frac{100}{3} \times (8.74^3 + 8.25^3) + 15 \times 4.71 \times (8.25 - 2)^2 = 43624.69 \text{ cm}^4$$

$$I = 43624.69 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.42 \times (4.1)^4 \times 10^6}{10818.86 \times 43624.69} = 0.089 \text{ cm}$$

$$f = 0.089 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

III.6.2 LE RDC :Le schéma statique d'escalier RDCApplication :

Ht = 306 cm

Soit : h = 17cm

$$n = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow \text{on prend 9 contres marche par volée}$$

m = 9 - 1 = 8

Relation de BLANDEL $59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$ $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

Soit : g = 30

Vérification de la loi de BLONDEL : $2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$ La paillasse:L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$ L : longueur réelle du palier et de la paillasse : $L = L_2$ On: $\cos \alpha = \frac{1}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{1}{\cos \alpha}$ $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{224} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34.33^\circ$ **1^{er} cas :**Donc : $L_2 = \frac{224}{\cos 34.33} = 271.51 \text{ cm}$ L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{344.51}{30} \leq e_p \leq \frac{344.51}{20} \Rightarrow 11.46 \text{ cm} \leq e_p \leq 17.22 \text{ cm}$ **$e_p = 17 \text{ cm}$** **2^{eme} cas :**D'où $L_1 = 271.51 + 196 = 464 \text{ cm}$ L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{464}{30} \leq e_p \leq \frac{464}{20} \Rightarrow 13.58 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.37 \text{ cm}$ **$e_p = 17 \text{ cm}$**

III.6.2.1 Détermination des charges et des surcharges :

Le dimensionnement des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

➤ **Charges permanentes :****1. volée :**

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos 34,33} = 5,14$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des Revêtement (carrelage, sable, mortier, enduit)	$0,40 + 0,44 + 0,36 + 0,36 = 1,56$
- Poids propre du garde corps	0,2
	G = 9.02

Tableau III.6.2.1 : Charge totale de la volée.

2. Le palier :

Elément	Poids (KN/m ²)
Poids propre de palier	$(25 \times 0,17) \times 1 = 4,25$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,56
	G = 5.81

Tableau III.6.2.2 : Charge totale du palier.

3. Les charges concentrées (mur intérieur).

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (P).

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 2.5 KN/m**

4. Combinaisons de charge et surcharge:

ELU : 1,35G+1,5Q

- La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,94 \text{ KN/ml}$

- le palier :

$$q_{2u} = (1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,59 \text{ KN/ml}$$

ELS : G+Q

- La paillasse : $q_{1s} = (9,02 + 2,5) \times 1 = 11,52 \text{ KN/ml}$
- le palier : $q_{2s} = (5,81 + 2,5) \times 1 = 8,31 \text{ KN/m}$
- le mur intérieur : $q_{3s} = 3,75 \text{ KN}$

5. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

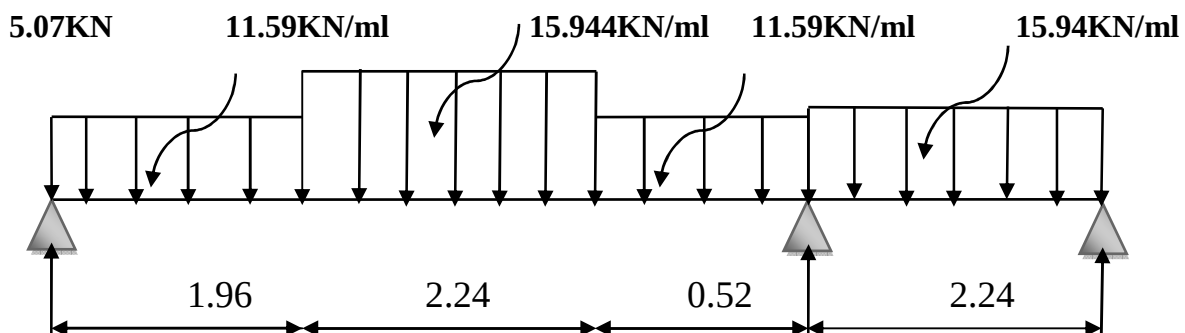
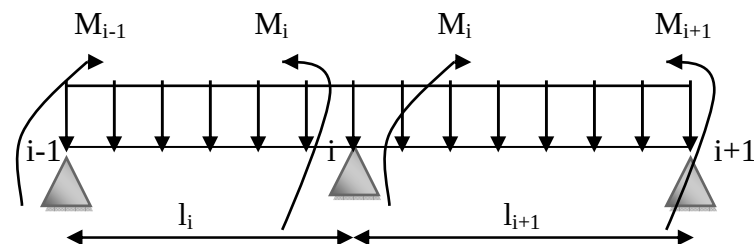


Schéma statique d'escalier

Exposé de la méthode des 3 moments :

➤ Exposition de la méthode



Méthode des 3 moments

Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ Aux appuis :

$$M_{i-1} l_i + 2 M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i \times l_i^3}{4} \times \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

➤ En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q_l}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

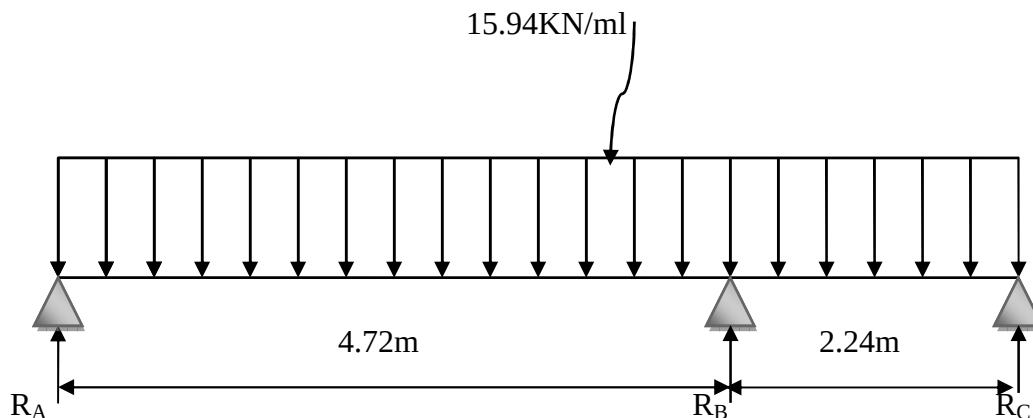
Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'

**Remarque :**

Vue à la difficulté de calcul causée par la différence de charge appliquée sur l'escalier, on suppose que la charge est constante sur toute sa longueur qui égale à la charge la plus défavorable.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

Calcul des moments aux appuis :

$$\text{L'appui 1 : } 9.44M_1 + 4.72M_2 = -419.03 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{L'appui 2 : } 4.72M_1 + 13.92M_2 + 2.24M_3 = -463.8 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{L'appui 3 : } 2.24M_2 + 4.48 M_3 = - 44.77 \dots\dots\dots (3)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -33.27 \text{ K N.m}$$

$$M_2 = - 22.21 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 1.11 \text{ KN.m}$$

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_{1C} = -22.21 \text{ KN.m} \quad M_{2C} = -14.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{3C} = 0.74 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} x - \frac{ql}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

❖ **Travée1-2 :**

$$M_1(x) = -7.97x^2 + 39.18x - 22.21$$

Calculer X_1 :

$$X_1 = 2.46 \text{ m}$$

Donc : $M_1(2.46) = 25.97 \text{ KN.m}$

❖ **Travée2-3 :**

$$M_2(x) = -7.97x^2 + 24.79x - 14.80$$

Calculer X_2

$$X_2 = 1.56 \text{ m}$$

Donc : $M_2(1.56) = 4.47 \text{ KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_i + M_{i+1}}{L_i}$$

$\theta(x)$: effort tranchant isostatique

$$\theta(x) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2}$$

$$V(x) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i + M_{i+1}}{L_i}$$

❖ **Travée1-2 :**

$$X=0 \quad \Rightarrow \quad v(x) = 15.94 \cdot \frac{4.72}{2} + \frac{(-22.21 + 14.80)}{4.72} = 29.77 \text{ KNm}$$

$$v(x) = 29.77 \text{ KNm}$$

$$X=4.72 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad v(x) = -15.94(4.72) + 15.94 \cdot \frac{4.72}{2} + \frac{(-22.21 + 14.80)}{4.72} = -40.90 \text{ KNm}$$

$$v(x) = -40.90 \text{ KNm}$$

❖ Travée2-3 :

$$X=0 \quad \rightarrow \quad v(x) = 15.94 \cdot \frac{2.24}{2} + \frac{(-14.80+0.7)}{2.24} = 10.91 \text{ KN}$$

$$v(x) = 10.91 \text{ KN}$$

$$X=2.88 \quad \rightarrow \quad v(x) = -15.94 \times 2.24 + 15.94 \cdot \frac{2.24}{2} + \frac{(-14.80+0.7)}{2.24} = -24.79 \text{ KN}$$

$$v(x) = -24.79 \text{ KN}$$

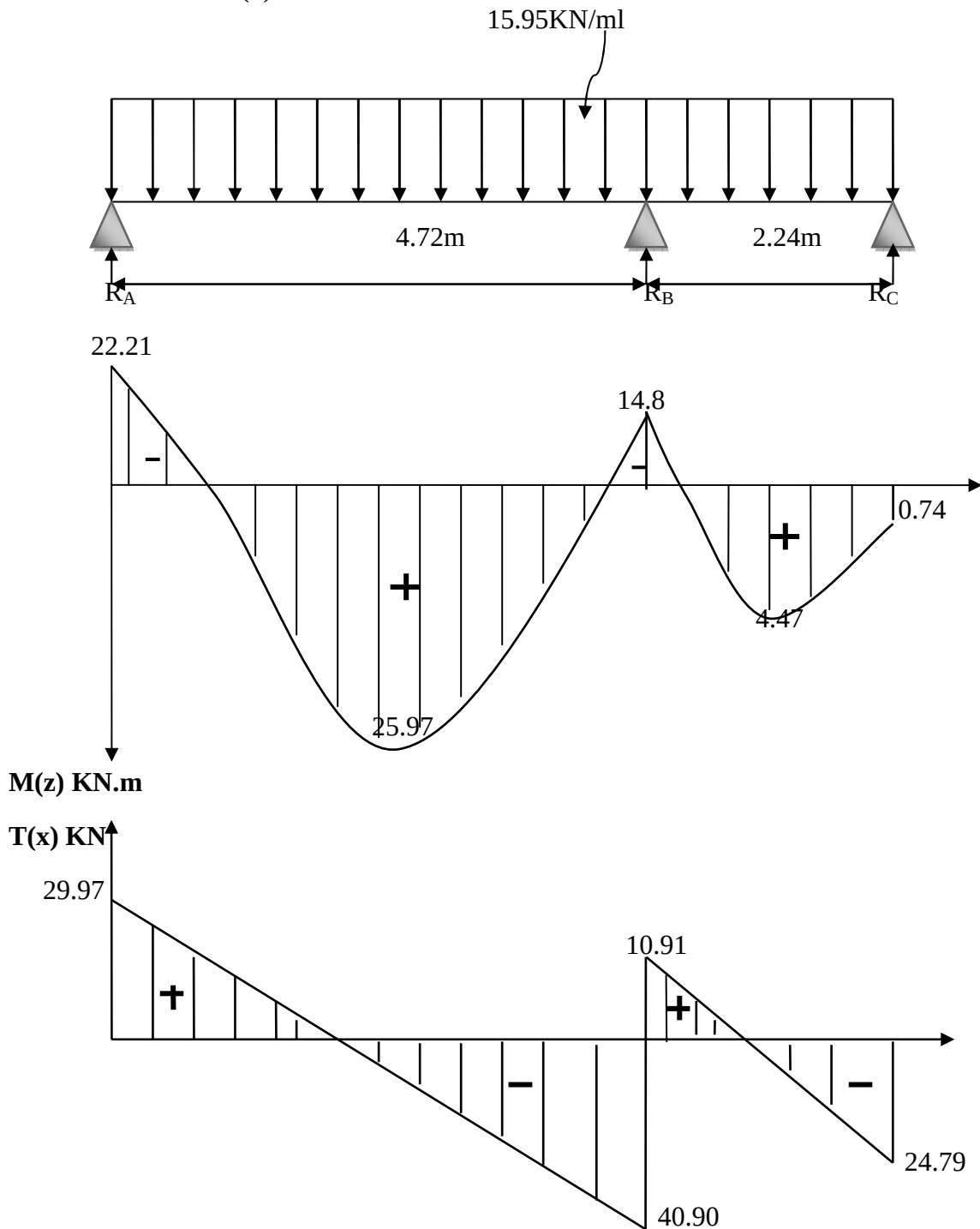


Fig. III.6.2.1 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.2.2 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

➤ **Aux appuis** : $M_{u_{ap}} = 22.21 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales**

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

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.21 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.07$$

$$\mu_a = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.07 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.21 \times 10^3}{0.964 \times 15 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **7HA12 = 7.92 cm²** avec **S_t = 12 cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25 cm**.

En travée : $M_{u_{tra}} = 25.97 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

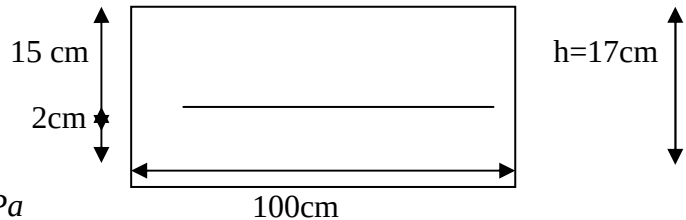
$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{25.97 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.081 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{25.97 \times 10^3}{0.958 \times 15 \times 348} = 5.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12 = 7.92 cm²** avec **S_t = 12 cm**



- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² avec S_t = 25cm.

III.6.2.3 **LES Vérifications à l'ELU :**

a) **Réparation des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \quad \text{avec } h=20\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Armatures de réparation :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}, \quad \text{avec } h = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

b) **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**

En travées :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = 7.92 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

c) **Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211})$$

$$\tau_u = \frac{40.90 \times 10^3}{10^3 \times 150} = 0.272 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.272\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis

▪ **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 13.5\text{cm}$

$$T_u = 40.90 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 40.90 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq (T_u + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e}$

$$7.92 \geq (40.90 + \frac{22.21}{0.9 \times 15}) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \geq 0.16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.06 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.90 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226.06} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifié 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

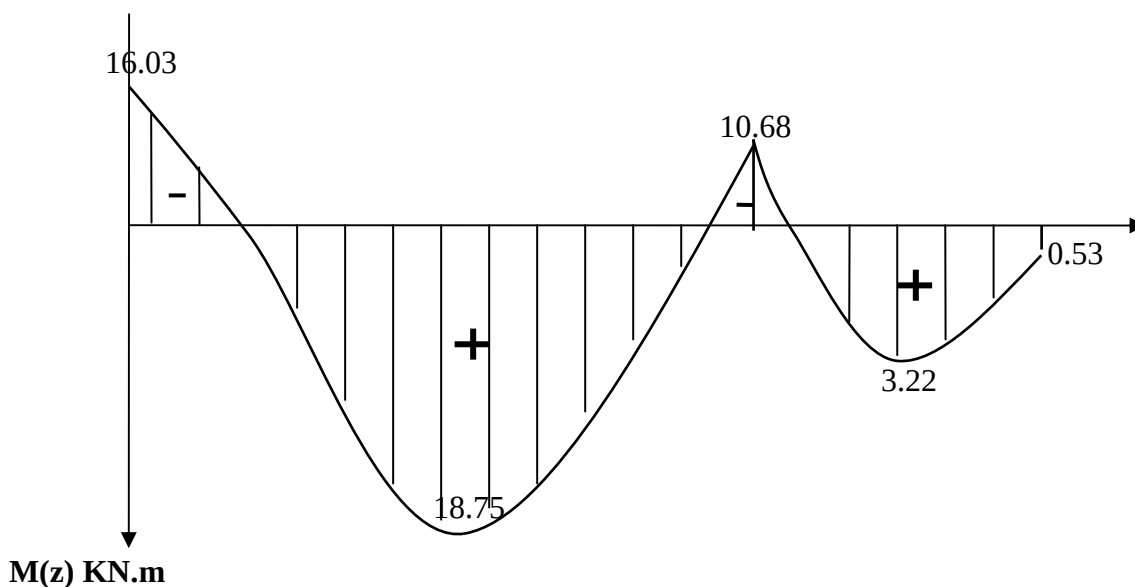
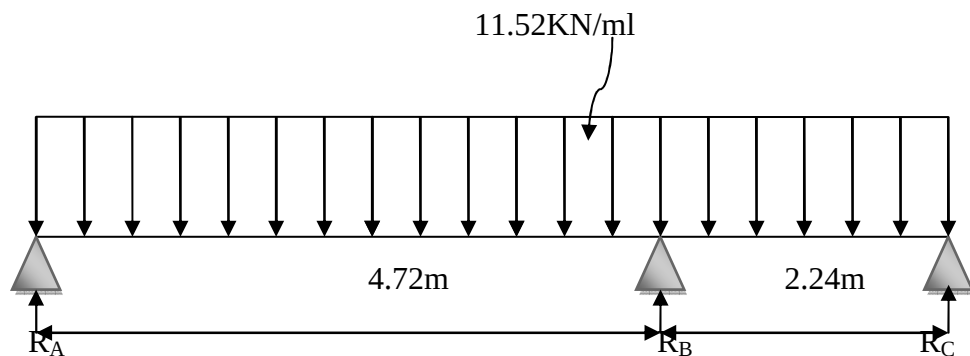
$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.90 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 17 \text{ cm}$$

III.6.2.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{11.52}{15.94} = 0.722 \quad q_u = 15.94 \text{ KN/ml} \quad q_s = 11.52 \text{ KN/ml}$$



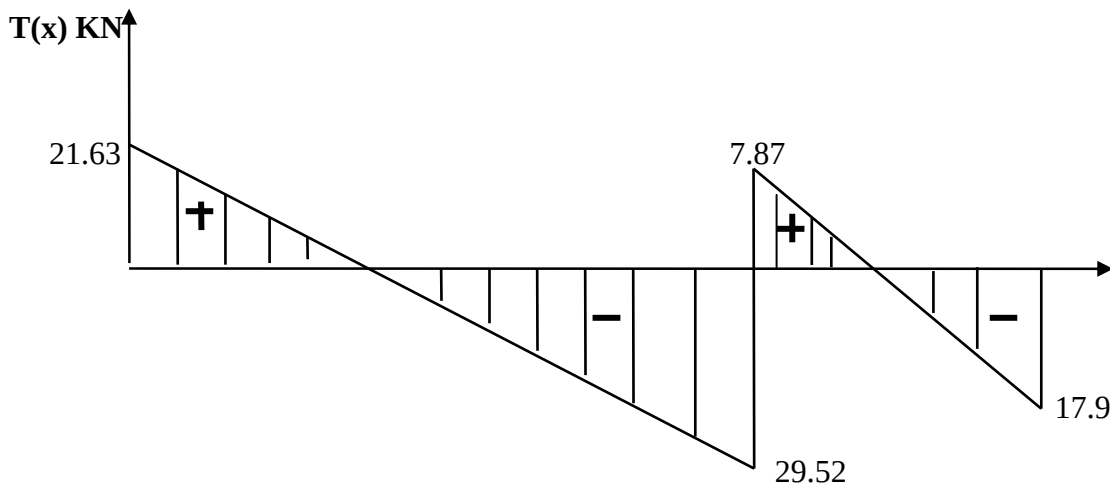


Fig. III.6.2.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.2.5 Vérifications à ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 x d A_{st}}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b x d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow k_1 = 31.51$$

$$\sigma_{st} = \frac{18.75 \times 10^3}{0.892 \times 15 \times 7.69} = 182.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{182.22}{31.51} = 5.78 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b x d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow k_1 = 31.51$$

$$\sigma_{st} = \frac{16.03 \times 10^3}{0.898 \times 15 \times 6.78} = 182.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{K_1} = \frac{175.52}{34.02} = 5.15 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 616 \text{ cm} \quad ; \quad A_{utr} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$M_{str} = 18.75 \text{ KN m} \quad ; \quad M_0 = 8.29 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{616} = 0.027 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.027 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{18.75}{10 \times 8.29} = 0.22 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7.92}{100 \times 15} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq f = \frac{L}{500} = \frac{616}{500} = 1.232 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v I} \leq f$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_2 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx\frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x\frac{17^2}{2} + 15x7.69x15}{100x17 + 15x7.69} = 8.91 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 17 - 8.91 = 8.08 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad Y_2 = 8.08 \text{ cm}$$

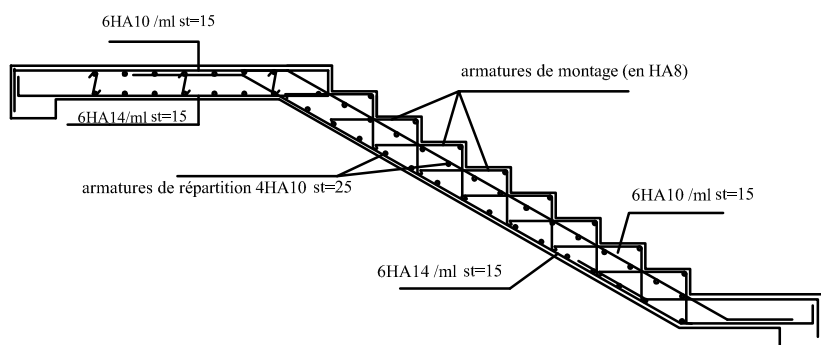
$$I = \frac{100}{3} x (8.91^3 + 8.08^3) + 15 x 7.69 x (8.08 - 2)^2 = 45426.14 \text{ cm}^4$$

$$I = 45426.14 \text{ cm}^4$$

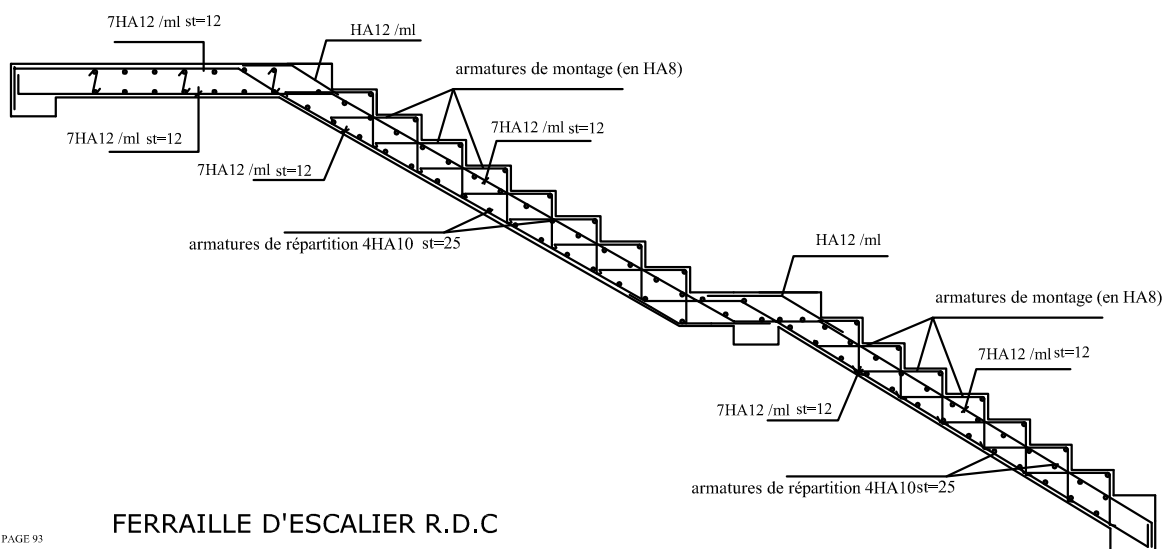
$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} x \frac{11.52x(6.16)^4 x 10^6}{10818.86 x 45426.86 x 10^4} = 43. \text{ mm}$$

$$f = 0.4390 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.232 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée}$$



FERRAILLE D'ESCALIER D'ETAGE COURANT



FERRAILLE D'ESCALIER R.D.C

Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULAHICENE SAMIA Melle : KHELIFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU
TITRE : FERRAILLE DES ESCALIERS	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

III.7. Calcul de la poutre palière :**Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.60m (entre nu d'appuis).

III.7.1. Pré dimensionnement :**a) Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$L_{\max}$: longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,60\text{m} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10}$$

$$\text{Donc : } 17,33\text{cm} \leq h_t \leq 26\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 20\text{cm}$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

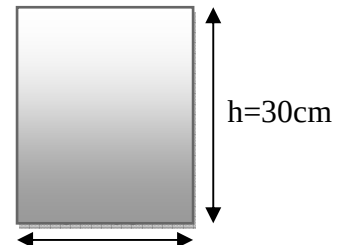
$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{20} \leq 1,5\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$$

**III.7.2. Détermination des charges revenant a la poutre :**

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : ELU $R_u = 33.47 \text{ KN}$

ELS $R_s = 24.17 \text{ KN}$

Combinaison de charges :

$$\text{I 'ELU : } q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 1,5) + 33.47 = 35.495$$

$$q_u = 35.495 \text{ KN/ml}$$

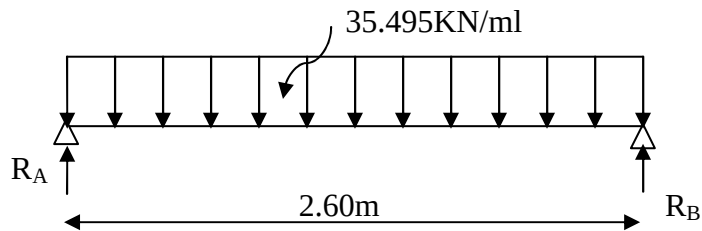


Fig.III.7.1 : Schéma statique de la poutre palière l' ELU.

III.7.3 Calcul des efforts à l'ELU :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,495 \times 2,60}{2} = 46,144 \text{ kN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35,495 \times 2,6^2}{8} = 30 \text{ kN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35,495 \times 2,60}{2} = 46,144 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 30 = -9,0 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 30,0 = 25,5 \text{ kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

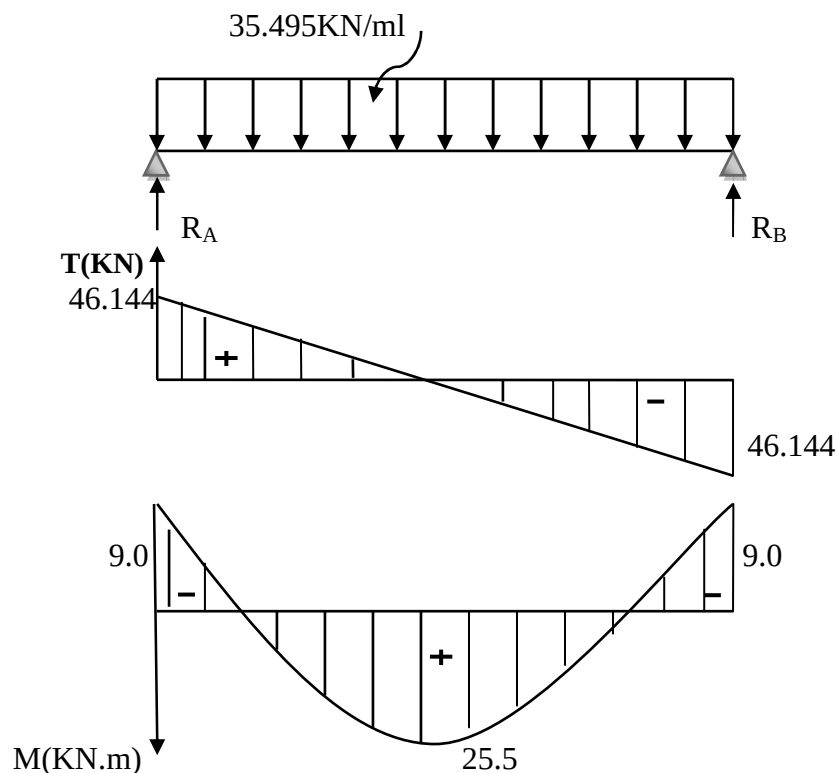


Fig.III.7.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.7.4. Calcul des armatures**➤ Armature principale :****• En travée**

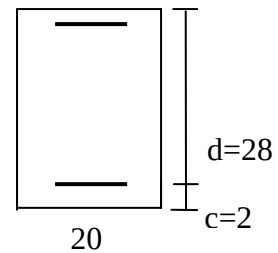
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25.5 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,114$$

$$\mu_b = 0,114 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,939$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.5 \times 10^3}{0,939 \times 28 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm²**

**• Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.0 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_b = 0,040 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.0 \times 10^3}{0,980 \times 28 \times 348} = 0,942 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA12 = 3,39 cm²**.

III.7.4. Vérifications à l'ELU**a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \\ A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 58,11 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{46,144 \times 10}{20 \times 28} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{46,144 \times 10}{0,9 \times 28 \times 3 \times 3,14 \times 1,4} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) **Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)**

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$$

e) **L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 0,9 \times 0,28 \times 0,20 = 336 \text{ kN}$$

$$T_U^{\max} = 46,144 \text{ kN} < 336 \text{ kN}$$



condition vérifiée

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(46,144 \times 10^3 - \frac{9,0 \times 10^6}{0,9 \times 2,80} \right) = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,29 \text{ cm}^2$$



condition vérifiée

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,4 ; 0,857 ; 0,2 \} = 0,857 \text{ cm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2,01 cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$

➤ Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,6\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1,4 \right\} = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 7\text{cm}$$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées 5cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement

III.7.5 Calcul à L'ELS :• **Combinaison de charges :**

$$\text{l'ELS : } q_s = G + R_s = 1,5 + 24,17 = 25,67$$

$$q_s = 25,67 \text{ KN/ml}$$

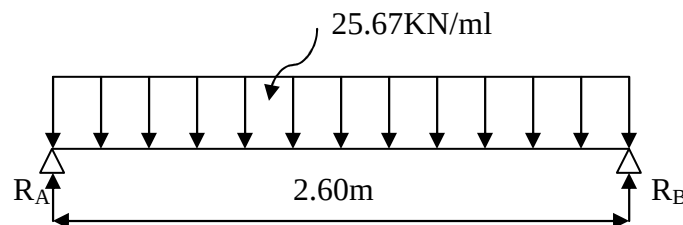


Fig. III.7.3 : Schéma statique de la poutre palière l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25,67 \times 2,60}{2} = 33,371\text{KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25,67 \times (2,60)^2}{8} = 21,70\text{KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25,67 \times 2,60}{2} = 33,371\text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 21.70 = -6.51 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 21.70 = 18.445 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

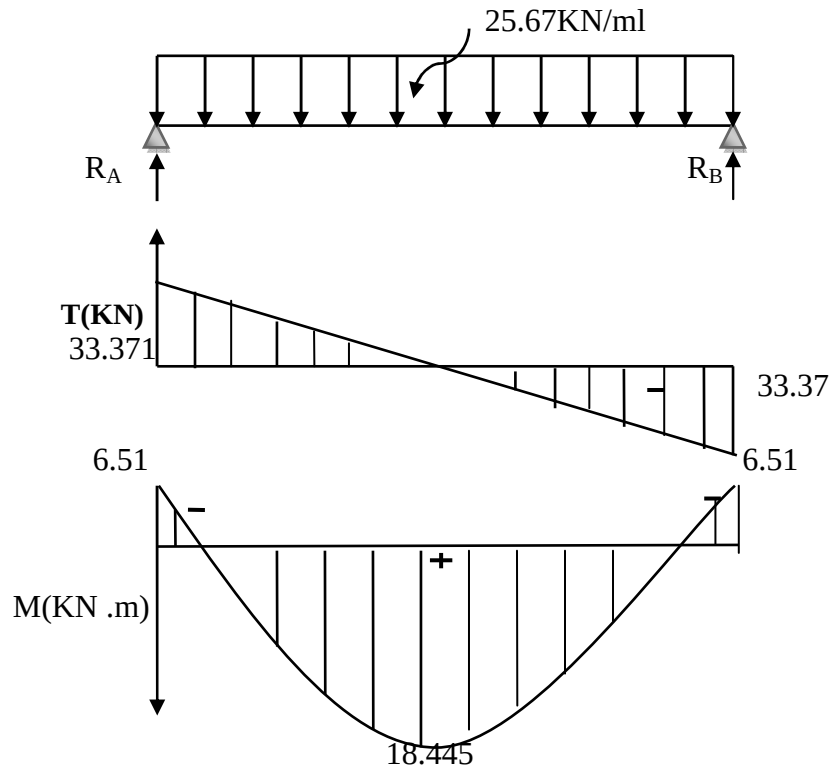


Fig. III.7.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.7.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \rightarrow \beta_1 = 0.870 \rightarrow K_1 = 23.46$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{18.44510^3}{0.870 \times 28 \times 4.62} = 163.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{163.9}{23.46} = 6.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.885 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 28.48$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{6.51 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 77.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{77.50}{28.48} = 2.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.7 .Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{260} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

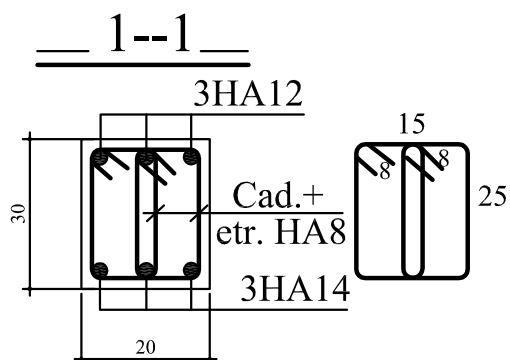
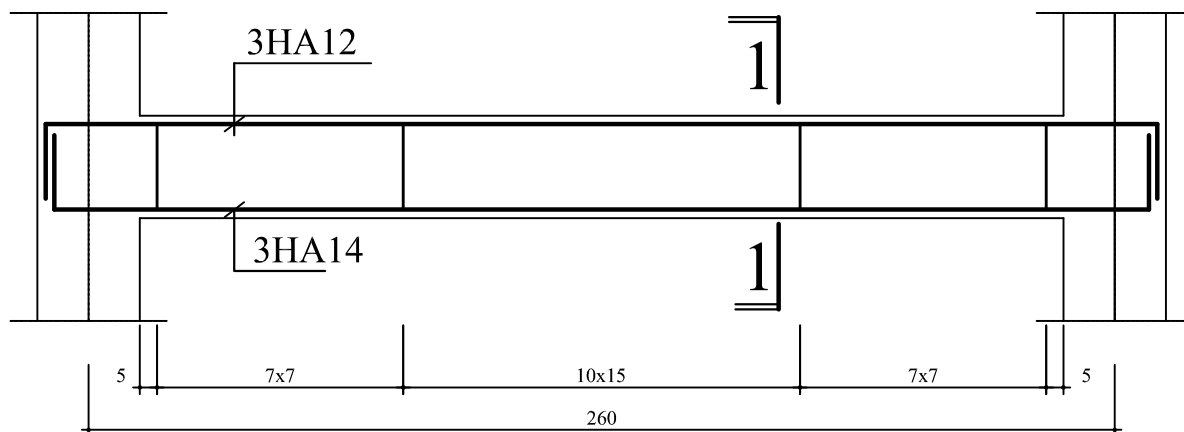
$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{18.445}{10 \times 21.7} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

FERR.POUTRES PALIERE



PAGE 101

Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudié par Melle : MOULAHCENE SAMIA
Melle : KHELIFI FATMA

Dirigé par Mr : MANSOURI A

PROJET : BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT : AIN-ZAOUIA
COMMUNE : AIN-ZAOUIA
DAIRA : DRAA-EL-MIZAN
WILAYA : TIZI-OUZOU

TITRE : FERRAILLE DES POUTRES PALIERE

ECHELLE

1/50

DATE

SEP 2014

Introduction

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

IV.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

IV.2 Etude des refends :

Dans notre structure on a des refends pleins et des refends avec fil d'ouvertures

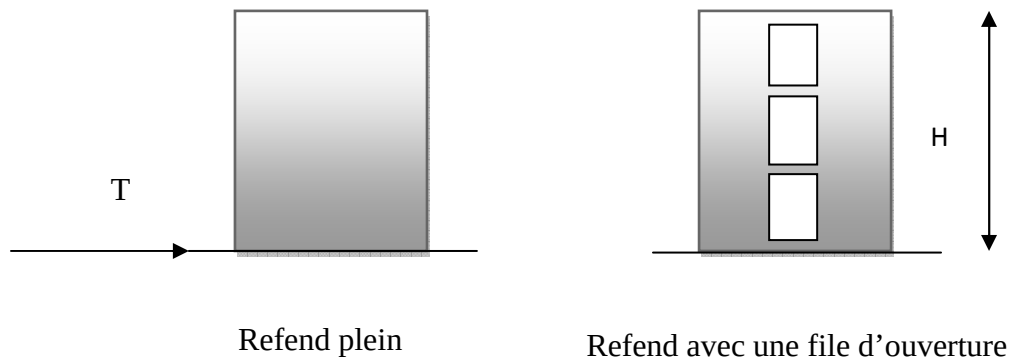


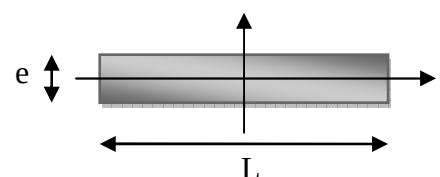
Fig. IV.1 Refend à ouvertures assimilé à un refend

IV.2.1 Calcul des inerties

- **Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e L^3}{12} \lll I_y \quad \Rightarrow \quad \text{On néglige l'inertie}$$



des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

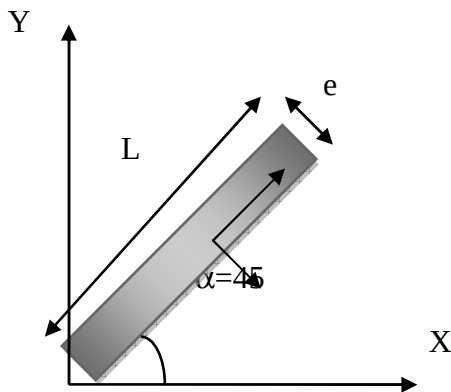
- **Voiles transversaux :**

$$I_x = \frac{e L^3}{12}$$

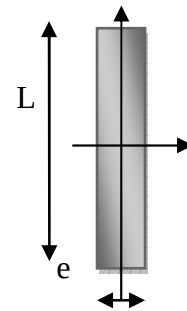
$$I_y = \frac{e L^3}{12} \lll I_x \implies \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (x-x)

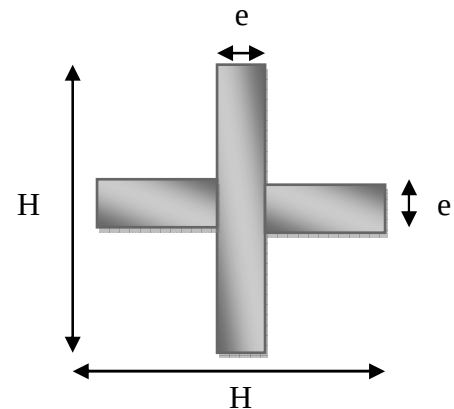
- **Voiles inclinés :**



Refend longitudinal



Refend transversal



$$ID_1 = \frac{e H^3}{12} \quad ID_2 = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_x = ID_1 \sin^2 \alpha + ID_2$$

$$I_y = ID_1 \cos^2 \alpha + ID_2 \cos^2 \alpha$$

- **refends avec fil d'ouvertures**

a. Notion de l'inertie équivalente :

L'introduction de la notion de l'inertie équivalente permet, par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend plein fictif.

Par définition l'inertie équivalente I_e d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément réparti sur le bâtiment présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

$$\text{La flèche de ce refend fictif est : } F = \frac{T_0 \cdot H^3}{8 \cdot E \cdot I_e}$$

Avec :

T_0 : Effort tranchant à la base du refend.

H : Hauteur total du bâtiment.

I_e : Moment d'inertie équivalente.

b. L'inertie équivalente des refends avec une seule file d'ouverture

(Cas d'un séisme charge triangulaire)

$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60 \cdot 2mc \cdot \psi_0}{11 \cdot I_0 \cdot \alpha_2} + 1}$$

Avec:

$$I = I_1 + I_2 + 2mc$$

$$I_0 = I_1 + I_2 \quad , \quad i = \frac{e \cdot B^3}{12}$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} ; A_1, A_2 \text{ aires des trumeaux 1 et 2.}$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 \cdot n} - \frac{10}{30 \cdot n^2} - \frac{1}{30 \cdot n^3}$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2 - \alpha^2)}{\alpha^3} \cdot \frac{\text{sh } \alpha}{\text{ch } \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \cdot \text{ch } \alpha} ;$$

$$\alpha = w \cdot H \quad ; \quad w^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i \cdot I \cdot c}{E \cdot I_0 \cdot m \cdot h \cdot a^3}$$

Avec α : Degré de monolithisme.

W : Coefficient de monolithisme.

E : Module d'élasticité longitudinale du matériau constituant les éléments de refend.

E' : Module d'élasticité longitudinale du matériau constituant les linteaux.

a : Demi portée de l'ouverture.

i : Inertie du linteau.

I_0 : Somme des inerties des éléments.

e : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur d'étage.

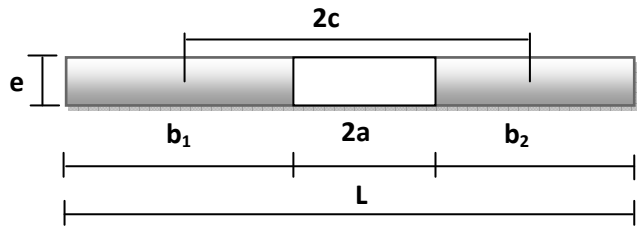


Fig. IV.2 Refend à une seule file d'ouverture

B : Hauteur du linteau.

H : Hauteur totale de la tour.

2c : Distance entre les centres de gravité des trumeaux.

m : Moment statique dans chaque trumeau / au CDG de l'ensemble.

(Ψ_0, a_n) : coefficients

Application numérique :
Voile avec fil d'ouverture : (VL4, VL4')

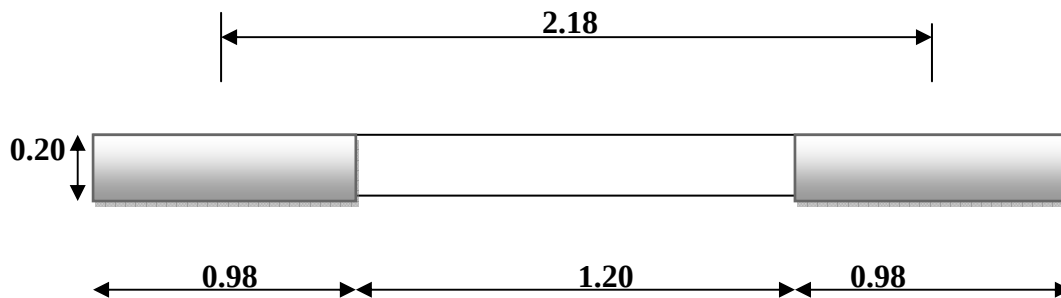


Fig.VI.3 : Refend à une seule file d'ouverture

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc \times \Psi_0}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 2 \times \frac{0.20 \times 0.98^3}{12} = 0.0156 m^4$$

$$m = \frac{2.18}{\frac{1}{0.196} + \frac{1}{0.196}} = 0.213 m$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0.0313 + 2.18 \times 0.213 = 0.497 m^4$$

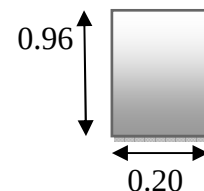
Inertie des linteaux:

$$i = \frac{0.20 \times 0.96^3}{12} = 0.0147 m^4$$

$$W^2 = \frac{3 \times 0.0147 \times 0.497 \times 1.09}{0.0313 \times 0.213 \times 3.06 \times 0.6^3}$$

$$\alpha = W \times H$$

$$\Rightarrow \alpha = 2.32 \times 36.72 = 85.19$$



$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2 - 85.19^2)}{85.19^3} \times \frac{\text{sh}85.19}{\text{ch}85.19} - \frac{2}{85.19^2 \times \text{ch}85.19} = 0.78$$

$$I_e = \frac{0.497}{\frac{60 \times 0.316 \times 2.18 \times 0.213 \times 0.78}{11 \times 0.0313 \times 85.19^2} + 1} = 0.495 \text{ m}^4$$

Voile avec fil d'ouverture : (VL3, VL5, VL3', VL5') :

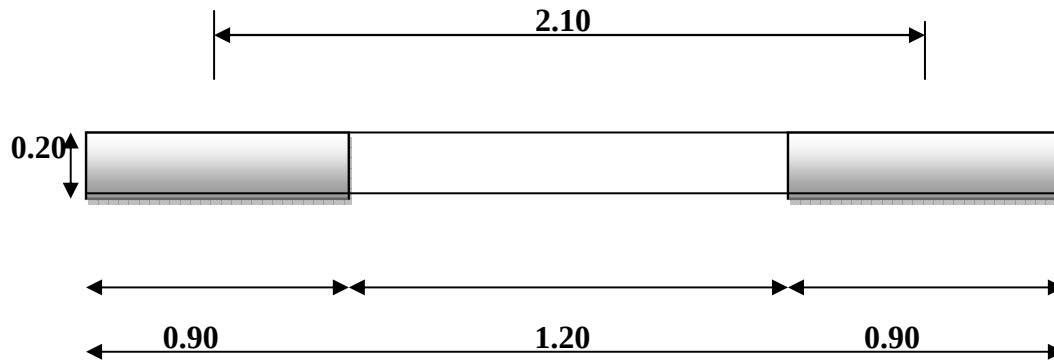


Fig. IV.4 Refend à une seule file d'ouverture

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc \times \psi_0}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 2 \times \frac{0.20 \times 0.9^3}{12} = 0.0243 \text{ m}^4$$

$$m = \frac{2.10}{\frac{1}{0.18} \times 2} = 0.189 \text{ m}$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0.0243 + 2.10 \times 0.189 = 0.421 \text{ m}^4$$

Inertie de linteau:

$$i = \frac{0.20 \times 0.96^3}{12} = 0.0147 \text{ m}^4$$

$$W^2 = \frac{3 \times 0.0147 \times 0.421 \times 1.05}{0.0243 \times 0.189 \times 3.06 \times 0.60^3}$$

$$\alpha = W \times H$$

$$\alpha = 2.54 \times 36.72 = 93.26$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{(2 - 93.26^2)}{93.26^3} \times \frac{\text{sh}93.26}{\text{ch}93.26} - \frac{2}{93.26^2 \times \text{ch}93.26} = 0.40$$

$$I_e = \frac{0.421}{\frac{60 \times 0.189 \times 2.10 \times 0.40}{11 \times 0.0243 \times 93.26^2} + 1} = 0.419 \text{ m}^4$$

Tableaux IV.1 : Calcul d'inertie des voiles dans le sens longitudinal

NIVEAU	VOILE	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
ZONE I	V1'	2.30	0.20	0.202	1.918x4= 7.672
	V2'	2.30	0.20	0.202	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
ZONE II	V1'	2.325	0.20	0.209	1.932 x4= 7.728
	V2'	2.325	0.20	0.209	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
ZONE III	V1'	2.35	0.20	0.216	1.946 x4= 7.784
	V2'	2.35	0.20	0.216	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
					23.18/3=7.72

Tableaux IV.2: calcul d'inertie des voiles dans le sens transversales

NIVEAU	VOILE	L(m)	e(m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
ZONE I	V1'	2.30	0.20	0.202	1.918x4= 7.672
	V2'	2.30	0.20	0.202	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
ZONE II	V1'	2.325	0.20	0.209	1.932 x4= 7.728
	V2'	2.325	0.20	0.209	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
ZONE III	V1'	2.35	0.20	0.216	1.946 x4= 7.784
	V2'	2.35	0.20	0.216	
	V3'	3.00	0.20	0.419	
	V4'	3.16	0.20	0.495	
	V5'	3.00	0.20	0.419	
	V6a'	1.27	0.20	0.0687	
	V6b'	1.27	0.20	0.0687	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	0.919	0.20	0.0129	
	VSM	1.025	0.20	0.0179	
					23.18/3=7.72

IV 2.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV.2.3 Calcul des flèches des refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie $I = 1[\text{m}^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$X_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$

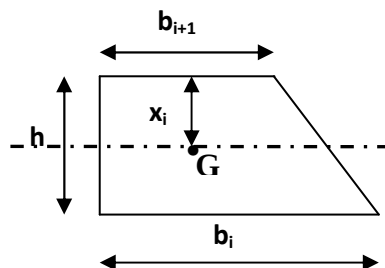


Tableau IV.3 .Flèche dans les refends :(méthode des moments des aires)

NIVEAU	H	bi(m)	bi+1(m)	di	Si	di Si	$\sum di Si$
11	3,06	3,06	0	2,04	4,682	9,551	58938,431
10	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	51694,095
9	3,06	18,36	9,18	1,7	42,136	71,632	44483,186
8	3,06	30,6	18,36	1,658	74,909	124,19	37363,011
7	3,06	45,9	30,6	1,632	117,04	191,017	30419,527
6	3,06	64,26	45,9	1,615	168,545	272,2	23767,345
5	3,06	85,68	64,26	1,602	229,408	367,51	17549,727
4	3,06	110,16	85,68	1,594	299,635	477,54	11938,590
3	3,06	137,7	110,16	1,587	379,226	601,705	7134,501
2	3,06	168,3	137,7	1,581	468,18	740,19	3366,682
1	3,06	201,96	168,3	1,576	566,5	893,01	893,007
RDC	3,06	238,68	201,96	1,572	674,18	1060,14	1060,14

$$F_{RDC} = \frac{S_1 d_1}{EI} = \frac{1060,14}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i X_i = \frac{893,007}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i X_i = \frac{3366,682}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i X_i = \frac{7134,501}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i X_i = \frac{11938,590}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i X_i = \frac{1749,727}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i X_i = \frac{23767,345}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i X_i = \frac{30419,527}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i X_i = \frac{37363,011}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i X_i = \frac{44483,186}{EI}$$

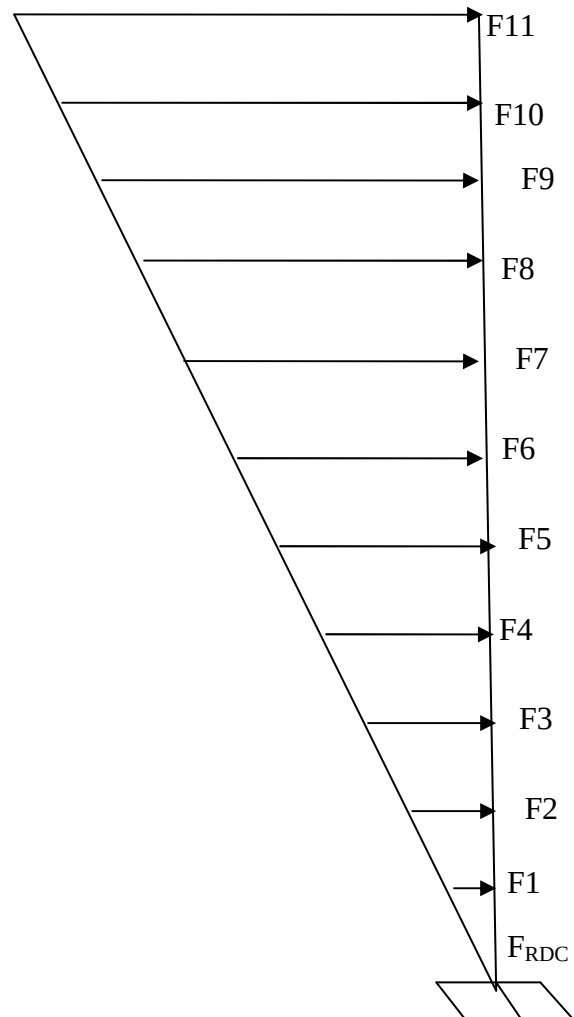


Fig. IV.5 schéma de la

$$F_{10} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=11} S_i X_i = \frac{51694,695}{EI}$$

$$F_{11} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=12} S_i X_i = \frac{58938,431}{EI}$$

IV.2.4 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau : $E_{\theta n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

Inertie fictive : $I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

F_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales. Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivant

Tableau IV.4 l'inertie des portiques dans le sens longitudinal

Inertie fictive des portiques longitudinaux												
niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiv}(m^4)$	$\Sigma I_{eiv}(m^4)$
11	A-A	0	3,06	0,775	0,992	0,129	0,586	1,793	53,310	58938,431	1,106	11,550
	B-B	0	3,06	0,775	0,992	0,129	0,586	1,793	53,310		1,106	
	C-C	0	3,06	0,775	1,218	0,105	0,538	1,647	47,876		1,231	
	D-D	0	3,06	0,516	0,517	0,247	0,987	3,021	91,866		0,642	
	E-E	0	3,06	1,032	3,203	0,040	0,327	1,000	27,187		2,168	
	F-F	0	3,06	1,032	3,203	0,040	0,327	1,000	27,187		2,168	
	4-4	0	3,06	0,775	0,976	0,131	0,590	1,806	53,368		1,104	
	5-5	0	3,06	1,032	0,675	0,189	0,625	1,912	60,367		0,976	
	6-6	0	3,06	1,032	0,675	0,189	0,625	1,912	60,367		0,976	
10	A-A	3,06	6,12	0,775	0,992	0,386	1,172	3,587	51,516	51694,095	1,003	10,426
	B-B	3,06	6,12	0,775	0,992	0,386	1,172	3,587	51,516		1,003	
	C-C	3,06	6,12	0,775	1,218	0,314	1,077	3,295	46,228		1,118	
	D-D	3,06	6,12	0,516	0,517	0,740	1,975	6,043	88,845		0,582	
	E-E	3,06	6,12	1,032	3,203	0,119	0,653	1,999	26,187		1,974	
	F-F	3,06	6,12	1,032	3,203	0,119	0,653	1,999	26,187		1,974	
	4-4	3,06	6,12	0,775	0,976	0,392	1,181	3,613	51,562		1,003	
	5-5	3,06	6,12	1,032	0,675	0,567	1,250	3,824	58,455		0,884	
	6-6	3,06	6,12	1,032	0,675	0,567	1,250	3,824	58,455		0,884	
9	A-A	6,12	9,18	0,775	0,992	0,643	1,758	5,380	47,929	44483,186	0,928	9,664
	B-B	6,12	9,18	0,775	0,992	0,643	1,758	5,380	47,929		0,928	
	C-C	6,12	9,18	0,775	1,218	0,523	1,615	4,942	42,933		1,036	
	D-D	6,12	9,18	0,516	0,517	1,233	2,962	9,064	82,802		0,537	
	E-E	6,12	9,18	1,032	3,203	0,199	0,980	2,999	24,188		1,839	
	F-F	6,12	9,18	1,032	3,203	0,199	0,980	2,999	24,188		1,839	
	4-4	6,12	9,18	0,775	0,976	0,653	1,771	5,419	47,949		0,928	
	5-5	6,12	9,18	1,032	0,675	0,944	1,875	5,736	54,631		0,814	
	6-6	6,12	9,18	1,032	0,675	0,944	1,875	5,736	54,631		0,814	
8	A-A	9,18	12,24	0,775	0,992	0,900	2,340	7,160	42,549	37363,011	0,878	9,516

CHAPITRE IV

Etude de contreventement

	B-B	9,18	12,24	0,775	0,992	0,900	2,340	7,160	42,549		0,878	
	C-C	9,18	12,24	0,775	1,218	0,733	2,147	6,570	37,991		0,983	
	D-D	9,18	12,24	0,516	0,517	1,726	3,937	12,047	73,737		0,507	
	E-E	9,18	12,24	1,032	3,203	0,279	1,302	3,983	21,189		2,099	
	F-F	9,18	12,24	1,032	3,203	0,279	1,302	3,983	21,189		1,763	
	4-4	9,18	12,24	0,775	0,976	0,914	2,347	7,182	42,530		0,879	
	5-5	9,18	12,24	1,032	0,675	1,322	2,486	7,607	48,895		0,764	
	6-6	9,18	12,24	1,032	0,675	1,322	2,486	7,607	48,895		0,764	
7	A-A	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,389	30419,527	0,860	9,050
	B-B	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,389		0,860	
	C-C	12,24	15,3	1,437	1,235	0,929	1,920	5,874	31,421		0,968	
	D-D	12,24	15,3	0,958	0,523	2,194	3,769	11,532	61,690		0,493	
	E-E	12,24	15,3	1,916	3,3	0,348	1,052	3,219	17,206		1,768	
	F-F	12,24	15,3	1,916	3,3	0,348	1,052	3,219	17,206		1,768	
	4-4	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,348		0,861	
	5-5	12,24	15,3	1,916	0,686	1,673	2,524	7,724	41,288		0,737	
	6-6	12,24	15,3	1,916	0,686	1,673	2,524	7,724	41,288		0,737	
6	A-A	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,773	23767,345	0,826	8,698
	B-B	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,773		0,826	
	C-C	15,3	18,36	1,437	1,235	1,136	2,304	7,049	25,547		0,930	
	D-D	15,3	18,36	0,958	0,523	2,682	4,523	13,839	50,158		0,474	
	E-E	15,3	18,36	1,916	3,3	0,425	1,262	3,862	13,987		1,699	
	F-F	15,3	18,36	1,916	3,3	0,425	1,262	3,862	13,987		1,699	
	4-4	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,731		0,827	
	5-5	15,3	18,36	1,916	0,686	2,044	3,029	9,268	33,564		0,708	
	6-6	15,3	18,36	1,916	0,686	2,044	3,029	9,268	33,564		0,708	
5	A-A	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,833	17549,727	0,842	8,872
	B-B	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,833		0,842	
	C-C	18,36	21,42	1,437	1,235	1,342	2,688	9,138	18,498		0,949	
	D-D	18,36	21,42	0,958	0,523	3,169	5,276	17,939	36,319		0,483	
	E-E	18,36	21,42	1,916	3,3	0,502	1,473	5,007	10,125		1,733	
	F-F	18,36	21,42	1,916	3,3	0,502	1,473	5,007	10,125		1,733	
	4-4	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,792		0,844	

CHAPITRE IV

Etude de contreventement

4	5-5	18,36	21,42	1,916	0,686	2,416	3,534	12,014	24,296	11938,59	0,722	11,936
	6-6	18,36	21,42	1,916	0,686	2,416	3,534	12,014	24,296		0,722	
	A-A	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,445	10,541	10,541		1,133	
	B-B	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,445	10,541	10,541		1,133	
	C-C	21,42	24,48	1,437	1,235	1,549	3,059	9,360	9,360		1,275	
	D-D	21,42	24,48	0,958	0,523	3,657	6,007	18,380	18,380		0,650	
	E-E	21,42	24,48	1,916	3,3	0,580	1,673	5,118	5,118		2,332	
	F-F	21,42	24,48	1,916	3,3	0,580	1,673	5,118	5,118		2,332	
	4-4	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,431	10,499	10,499		1,137	
	5-5	21,42	24,48	1,916	0,686	2,788	4,014	12,281	12,281		0,972	
3	6-6	21,42	24,48	1,916	0,686	2,788	4,014	12,281	12,281	7134,501	0,972	8,446
	A-A	24,48	27,54	2,452	1,014	2,138	3,199	9,790	9,790		0,729	
	B-B	24,48	27,54	2,452	1,014	2,138	3,199	9,790	9,790		0,729	
	C-C	24,48	27,54	2,452	1,253	1,730	2,768	8,469	8,469		0,842	
	D-D	24,48	27,54	1,634	0,529	4,097	5,743	17,573	17,573		0,406	
	E-E	24,48	27,54	3,268	3,406	0,636	1,376	4,211	4,211		1,694	
	F-F	24,48	27,54	3,268	3,406	0,636	1,376	4,211	4,211		1,694	
	4-4	24,48	27,54	2,452	1,027	2,111	3,171	9,702	9,702		0,735	
	5-5	24,48	27,54	3,268	0,697	3,110	3,995	12,225	12,225		0,584	
	6-6	24,48	27,54	3,268	0,697	3,110	3,995	12,225	12,225		0,584	
2	A-A	27,54	30,6	2,452	1,014	2,389	3,555	10,878	10,878	3366,682	0,310	3,396
	B-B	27,54	30,6	2,452	1,014	2,389	3,555	10,878	10,878		0,310	
	C-C	27,54	30,6	2,452	1,253	1,933	3,075	9,410	9,410		0,358	
	D-D	27,54	30,6	1,634	0,529	4,579	6,381	19,526	19,526		0,172	
	E-E	27,54	30,6	3,268	3,406	0,711	1,529	4,679	4,679		0,720	
	F-F	27,54	30,6	3,268	3,406	0,711	1,529	4,679	4,679		0,720	
	4-4	27,54	30,6	2,452	1,027	2,359	3,523	10,780	10,780		0,312	
	5-5	27,54	30,6	3,268	0,697	3,476	4,439	13,583	13,583		0,248	
	6-6	27,54	30,6	3,268	0,697	3,476	4,439	13,583	13,583		0,248	
1	A-A	30,6	33,66	2,452	1,014	2,641	3,910	11,965	11,965	893,007	0,075	0,819
	B-B	30,6	33,66	2,452	1,014	2,641	3,910	11,965	11,965		0,075	
	C-C	30,6	33,66	2,452	1,253	2,137	3,383	10,351	10,351		0,086	
	D-D	30,6	33,66	1,634	0,529	5,061	7,019	21,478	21,478		0,042	

	E-E	30,6	33,66	3,268	3,406	0,786	1,682	5,147	5,147		0,174	
	F-F	30,6	33,66	3,268	3,406	0,786	1,682	5,147	5,147		0,174	
	4-4	30,6	33,66	2,452	1,027	2,607	3,875	11,858	11,858		0,075	
	5-5	30,6	33,66	3,268	0,697	3,841	4,883	14,941	14,941		0,060	
	6-6	30,6	33,66	3,268	0,697	3,841	4,883	14,941	14,941		0,060	
RDC	A-A	33,66	36,72	2,452	1,014	2,892	2,694	8,244	8,244	1060,14	0,129	1,339
	B-B	33,66	36,72	2,452	1,014	2,892	2,694	8,244	8,244		0,129	
	C-C	33,66	36,72	2,452	1,253	2,340	2,418	7,400	7,400		0,143	
	D-D	33,66	36,72	1,634	0,529	5,543	4,644	14,212	14,212		0,075	
	E-E	33,66	36,72	3,268	3,406	0,861	1,367	4,183	4,183		0,253	
	F-F	33,66	36,72	3,268	3,406	0,861	1,367	4,183	4,183		0,253	
	4-4	33,66	36,72	2,452	1,027	2,855	2,676	8,188	8,188		0,129	
	5-5	33,66	36,72	3,268	0,697	4,207	3,040	9,302	9,302		0,114	
	6-6	33,66	36,72	3,268	0,697	4,207	3,040	9,302	9,302		0,114	
											7,8	

Tableau IV.5 l'inertie des portiques dans le sens transversal :

Inertie fictive des portiques transversaux												
niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiv}(m^4)$	$\Sigma I_{eiv}(m^4)$
11	J-J	0	3,06	0,775	0,992	0,129	0,586	1,793	53,310	58938,431	1,106	11,550
	I-I	0	3,06	0,775	0,992	0,129	0,586	1,793	53,310		1,106	
	H-H	0	3,06	0,775	1,218	0,105	0,538	1,647	47,876		1,231	
	G-G	0	3,06	0,516	0,517	0,247	0,987	3,021	91,866		0,642	
	E'-E'	0	3,06	1,032	3,203	0,040	0,327	1,000	27,187		2,168	
	F'-F'	0	3,06	1,032	3,203	0,040	0,327	1,000	27,187		2,168	
	3-3	0	3,06	0,775	0,976	0,131	0,590	1,806	53,368		1,104	
	2-2	0	3,06	1,032	0,675	0,189	0,625	1,912	60,367		0,976	
	1-1	0	3,06	1,032	0,675	0,189	0,625	1,912	60,367		0,976	
10	J-J	3,06	6,12	0,775	0,992	0,386	1,172	3,587	51,516	51694,095	1,003	10,426
	I-I	3,06	6,12	0,775	0,992	0,386	1,172	3,587	51,516		1,003	
	H-H	3,06	6,12	0,775	1,218	0,314	1,077	3,295	46,228		1,118	

	G-G	3,06	6,12	0,516	0,517	0,740	1,975	6,043	88,845		0,582	
	E'-E'	3,06	6,12	1,032	3,203	0,119	0,653	1,999	26,187		1,974	
	F'-F'	3,06	6,12	1,032	3,203	0,119	0,653	1,999	26,187		1,974	
	3-3	3,06	6,12	0,775	0,976	0,392	1,181	3,613	51,562		1,003	
	2-2	3,06	6,12	1,032	0,675	0,567	1,250	3,824	58,455		0,884	
	1-1	3,06	6,12	1,032	0,675	0,567	1,250	3,824	58,455		0,884	
9	J-J	6,12	9,18	0,775	0,992	0,643	1,758	5,380	47,929	44483,186	0,928	9,664
	I-I	6,12	9,18	0,775	0,992	0,643	1,758	5,380	47,929		0,928	
	H-H	6,12	9,18	0,775	1,218	0,523	1,615	4,942	42,933		1,036	
	G-G	6,12	9,18	0,516	0,517	1,233	2,962	9,064	82,802		0,537	
	E'-E'	6,12	9,18	1,032	3,203	0,199	0,980	2,999	24,188		1,839	
	F'-F'	6,12	9,18	1,032	3,203	0,199	0,980	2,999	24,188		1,839	
	3-3	6,12	9,18	0,775	0,976	0,653	1,771	5,419	47,949		0,928	
	2-2	6,12	9,18	1,032	0,675	0,944	1,875	5,736	54,631		0,814	
	1-1	6,12	9,18	1,032	0,675	0,944	1,875	5,736	54,631		0,814	
8	J-J	9,18	12,24	0,775	0,992	0,900	2,340	7,160	42,549	37363,011	0,878	9,516
	I-I	9,18	12,24	0,775	0,992	0,900	2,340	7,160	42,549		0,878	
	H-H	9,18	12,24	0,775	1,218	0,733	2,147	6,570	37,991		0,983	
	G-G	9,18	12,24	0,516	0,517	1,726	3,937	12,047	73,737		0,507	
	E'-E'	9,18	12,24	1,032	3,203	0,279	1,302	3,983	21,189		2,099	
	F'-F'	9,18	12,24	1,032	3,203	0,279	1,302	3,983	21,189		1,763	
	3-3	9,18	12,24	0,775	0,976	0,914	2,347	7,182	42,530		0,879	
	2-2	9,18	12,24	1,032	0,675	1,322	2,486	7,607	48,895		0,764	
	1-1	9,18	12,24	1,032	0,675	1,322	2,486	7,607	48,895		0,764	
7	J-J	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,389	30419,527	0,860	9,050
	I-I	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,389		0,860	
	H-H	12,24	15,3	1,437	1,235	0,929	1,920	5,874	31,421		0,968	
	G-G	12,24	15,3	0,958	0,523	2,194	3,769	11,532	61,690		0,493	
	E'-E'	12,24	15,3	1,916	3,3	0,348	1,052	3,219	17,206		1,768	
	F'-F'	12,24	15,3	1,916	3,3	0,348	1,052	3,219	17,206		1,768	
	3-3	12,24	15,3	1,437	1	1,148	2,162	6,617	35,348		0,861	
	2-2	12,24	15,3	1,916	0,686	1,673	2,524	7,724	41,288		0,737	
	1-1	12,24	15,3	1,916	0,686	1,673	2,524	7,724	41,288		0,737	

6	J-J	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,773	23767,345	0,826	8,698
	I-I	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,773		0,826	
	H-H	15,3	18,36	1,437	1,235	1,136	2,304	7,049	25,547		0,930	
	G-G	15,3	18,36	0,958	0,523	2,682	4,523	13,839	50,158		0,474	
	E'-E'	15,3	18,36	1,916	3,3	0,425	1,262	3,862	13,987		1,699	
	F'-F'	15,3	18,36	1,916	3,3	0,425	1,262	3,862	13,987		1,699	
	3-3	15,3	18,36	1,437	1	1,403	2,595	7,940	28,731		0,827	
	2-2	15,3	18,36	1,916	0,686	2,044	3,029	9,268	33,564		0,708	
	1-1	15,3	18,36	1,916	0,686	2,044	3,029	9,268	33,564		0,708	
5	J-J	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,833	17549,727	0,842	8,872
	I-I	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,833		0,842	
	H-H	18,36	21,42	1,437	1,235	1,342	2,688	9,138	18,498		0,949	
	G-G	18,36	21,42	0,958	0,523	3,169	5,276	17,939	36,319		0,483	
	E'-E'	18,36	21,42	1,916	3,3	0,502	1,473	5,007	10,125		1,733	
	F'-F'	18,36	21,42	1,916	3,3	0,502	1,473	5,007	10,125		1,733	
	3-3	18,36	21,42	1,437	1	1,658	3,027	10,292	20,792		0,844	
	2-2	18,36	21,42	1,916	0,686	2,416	3,534	12,014	24,296		0,722	
	1-1	18,36	21,42	1,916	0,686	2,416	3,534	12,014	24,296		0,722	
4	J-J	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,445	10,541	10,541	11938,59	1,133	11,936
	I-I	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,445	10,541	10,541		1,133	
	H-H	21,42	24,48	1,437	1,235	1,549	3,059	9,360	9,360		1,275	
	G-G	21,42	24,48	0,958	0,523	3,657	6,007	18,380	18,380		0,650	
	E'-E'	21,42	24,48	1,916	3,3	0,580	1,673	5,118	5,118		2,332	
	F'-F'	21,42	24,48	1,916	3,3	0,580	1,673	5,118	5,118		2,332	
	3-3	21,42	24,48	1,437	1	1,913	3,431	10,499	10,499		1,137	
	2-2	21,42	24,48	1,916	0,686	2,788	4,014	12,281	12,281		0,972	
	1-1	21,42	24,48	1,916	0,686	2,788	4,014	12,281	12,281		0,972	
3	J-J	24,48	27,54	2,452	1,014	2,138	3,199	9,790	9,790	7134,501	0,729	8,446
	I-I	24,48	27,54	2,452	1,014	2,138	3,199	9,790	9,790		0,729	
	H-H	24,48	27,54	2,452	1,253	1,730	2,768	8,469	8,469		0,842	
	G-G	24,48	27,54	1,634	0,529	4,097	5,743	17,573	17,573		0,406	
	E'-E'	24,48	27,54	3,268	3,406	0,636	1,376	4,211	4,211		1,694	
	F'-F'	24,48	27,54	3,268	3,406	0,636	1,376	4,211	4,211		1,694	

CHAPITRE IV

Etude de contreventement

	3-3	24,48	27,54	2,452	1,027	2,111	3,171	9,702	9,702		0,735	
	2-2	24,48	27,54	3,268	0,697	3,110	3,995	12,225	12,225		0,584	
	1-1	24,48	27,54	3,268	0,697	3,110	3,995	12,225	12,225		0,584	
2	J-J	27,54	30,6	2,452	1,014	2,389	3,555	10,878	10,878	3366,682	0,310	3,396
	I-I	27,54	30,6	2,452	1,014	2,389	3,555	10,878	10,878		0,310	
	H-H	27,54	30,6	2,452	1,253	1,933	3,075	9,410	9,410		0,358	
	G-G	27,54	30,6	1,634	0,529	4,579	6,381	19,526	19,526		0,172	
	E'-E'	27,54	30,6	3,268	3,406	0,711	1,529	4,679	4,679		0,720	
	F'-F'	27,54	30,6	3,268	3,406	0,711	1,529	4,679	4,679		0,720	
	3-3	27,54	30,6	2,452	1,027	2,359	3,523	10,780	10,780		0,312	
	2-2	27,54	30,6	3,268	0,697	3,476	4,439	13,583	13,583		0,248	
	1-1	27,54	30,6	3,268	0,697	3,476	4,439	13,583	13,583		0,248	
	1	J-J	30,6	33,66	2,452	1,014	2,641	3,910	11,965		11,965	
I-I		30,6	33,66	2,452	1,014	2,641	3,910	11,965	11,965	0,075		
H-H		30,6	33,66	2,452	1,253	2,137	3,383	10,351	10,351	0,086		
G-G		30,6	33,66	1,634	0,529	5,061	7,019	21,478	21,478	0,042		
E'-E'		30,6	33,66	3,268	3,406	0,786	1,682	5,147	5,147	0,174		
F'-F'		30,6	33,66	3,268	3,406	0,786	1,682	5,147	5,147	0,174		
3-3		30,6	33,66	2,452	1,027	2,607	3,875	11,858	11,858	0,075		
2-2		30,6	33,66	3,268	0,697	3,841	4,883	14,941	14,941	0,060		
1-1		30,6	33,66	3,268	0,697	3,841	4,883	14,941	14,941	0,060		
RDC	J-J	33,66	36,72	2,452	1,014	2,892	2,694	8,244	8,244	1060,14	0,129	1,339
	I-I	33,66	36,72	2,452	1,014	2,892	2,694	8,244	8,244		0,129	
	H-H	33,66	36,72	2,452	1,253	2,340	2,418	7,400	7,400		0,143	
	G-G	33,66	36,72	1,634	0,529	5,543	4,644	14,212	14,212		0,075	
	E'-E'	33,66	36,72	3,268	3,406	0,861	1,367	4,183	4,183		0,253	
	F'-F'	33,66	36,72	3,268	3,406	0,861	1,367	4,183	4,183		0,253	
	3-3	33,66	36,72	2,452	1,027	2,855	2,676	8,188	8,188		0,129	
	2-2	33,66	36,72	3,268	0,697	4,207	3,040	9,302	9,302		0,114	
	1-1	33,66	36,72	3,268	0,697	4,207	3,040	9,302	9,302		0,114	
											7,8	

VI.2.3 Inerties moyennes des portiques :**Tableau IV.6 Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{ex} (m^4)$	11.55	10.426	9.664	9.516	9.05	8.698	8.872	11.936	8.446	3.396	0.819	1.339
I_{mov}	7.80											

Tableau IV.7 Inertie moyennes sens transversal :

NIVEAU	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{ex} (m^4)$	11.55	10.426	9.664	9.516	9.05	8.698	8.872	11.936	8.446	3.396	0.819	1.339
I_{mov}	7.80											

VI.2.4 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**Tableau IV.8 pourcentage des inerties sens longitudinal**

	I_{mov} par niveau (m^4)	%de participation
Portiques	7.80	50.25%
voiles	7.72	49.74%
somme	15.52	100%

Tableau IV.9 pourcentage des inerties sens transversal :

	I_{mov} par niveau (m^4)	%de participation
Portiques	7.80	50.25%
voiles	7.72	49.74%
somme	15.52	100%

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons

Constaté que les portiques et les voiles travaillent dans les deux sens

Transversal et longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** et les voiles dépasse **20%** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un**

Contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

-D'où le coefficient de comportement **R = 5** (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

V.1 Modélisation de la structure**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.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de Calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit

V.2 Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, ...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes

- 1- introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- 2- spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- 3- spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- 4- définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- 5- affectation des charges revenant aux éléments,
- 6- introduction des combinaisons d'actions,
- 7- affectation des masses sismiques,
- 8- spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- 9- exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

V.3 Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



Fig. V.1 : Application ETABS

V.4. Etapes de modélisation :

étape1: introduction de la géométrie de modèle (trames, hauteur d'étages)

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements



b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** → **New model** → **Default edb** On clique sur **Grid only** afin de Modéliser notre structure à partir de lignes de

grilles. → **OK**

-Le nombre de portiques suivant x-x

(Dans notre cas nous avons 13 lignes suivant x-x)

-Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 13 lignes suivant y-y)

-Le nombre des étages. (12 niveaux R+11)

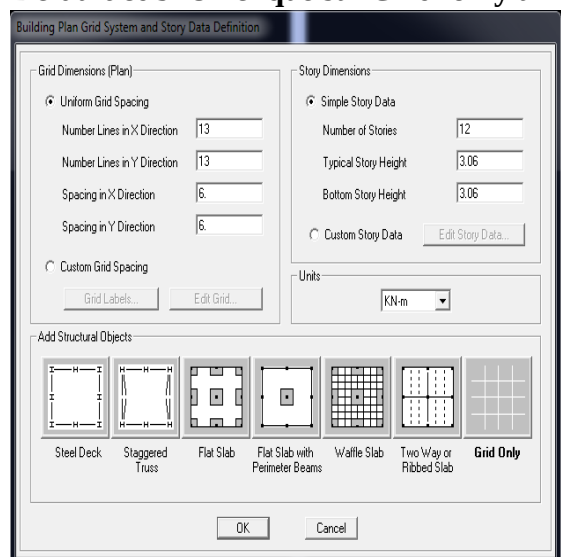


Fig. V.2 : Géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing** → On introduit les distances selon x et y
ok →

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story**

Data.

On introduit les hauteurs des étages **ok** → **ok**

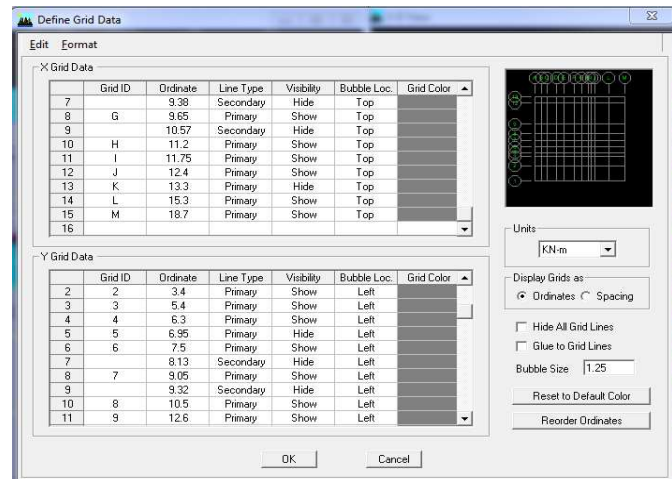


Fig. V.3 : Modification des longueurs des trames

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 : X-Y, X-Z, Y-Z

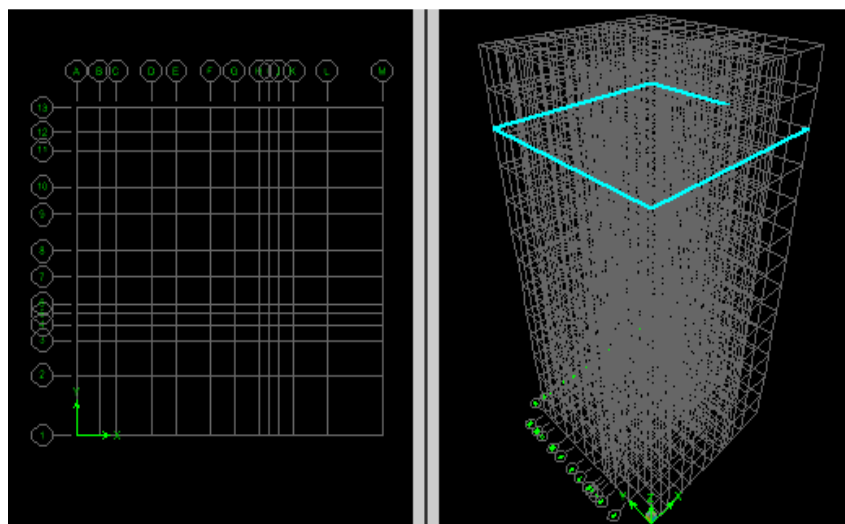


Fig. V.4. Représentation de la structure en 2D et 3D

Etape 2: spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

Define →  **Material Properties** → **Conc.** → **Modify/show material**

- Masse per unit volume** (masse volumique du béton)
- Weight per unit volume** (Poids volumique du béton)
- Modulus of Elasticity** (Module de Young)
- Specified concrete comp strenght** (contrainte max du béton à la compression)
- Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux)
- Shear Reinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers)

The dialog box 'Material Property Data' is shown with the following fields and values:

- Material Name:** BETON
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)
- Display Color:** (cyan color swatch)
- Type of Design:** Concrete (dropdown)
- Design:** (dropdown)
- Buttons:** OK, Cancel

Fig. V.5 : Introduction des propriétés mécanique du béton

Etape 3: spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

- Definition des poutres et poteaux :**

Define →  Frame section → Add rectangulaire

introduire les dimension de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**

→ **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres 0.025

Et pour les poteaux c'est la même étape sauf que on va choisir **Column** au lieu de **Beam**

The image shows two dialog boxes side-by-side:

Rectangular Section:

- Section Name:** PF30x45
- Material:** BETON
- Dimensions:**
 - Depth (13): 0.45
 - Width (12): 0.30
- Concrete:** Reinforcement... (button)
- Display Color:** (magenta color swatch)
- Buttons:** OK, Cancel

Reinforcement Data:

- Design Type:** ☐ Column, ☒ Beam
- Concrete Cover to Rebar Center:**
 - Top: 0.025
 - Bottom: 0.025
- Reinforcement Overrides for Ductile Beams:**

	Left	Right
Top	0.025	0.025
Bottom	0.025	0.025
- Buttons:** OK, Cancel

Fig. V.6 : Dimensionnement des éléments

- **Définition des voiles et dalle plane et planchers :**

Les voiles :

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Wall** → **modify show section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Les dalles planes :

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Slab** → **Modify Show Section** et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

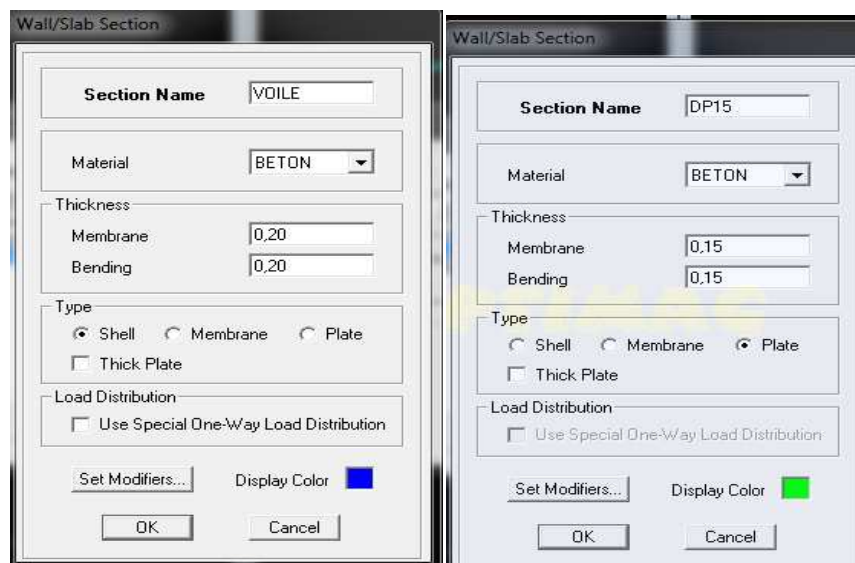


Fig. V.7 : Dimensionnement des voiles et dalle plane.

Les planchers:

Define →  **Wall/slab/deck section** → **Deck** → **modify show section** et on spécifie le nom de plancher

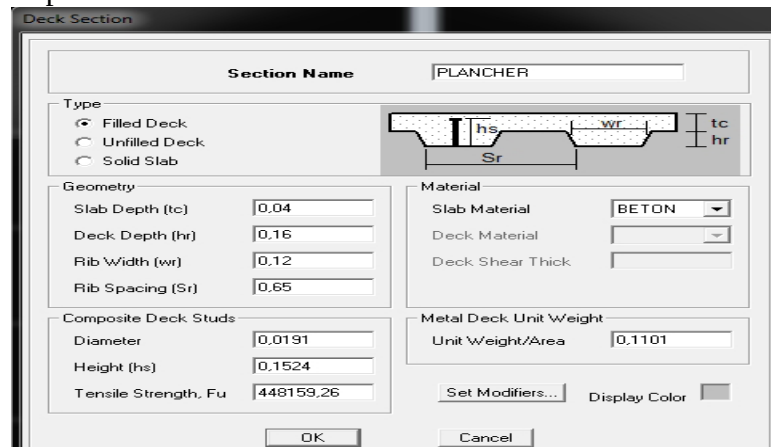


Fig. V.8 : Dimensionnement de plancher.

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),

- **Charges G et Q**

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type: **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Define →  Static load cases → Dead modify load écrire G
Live modify load écrire Q

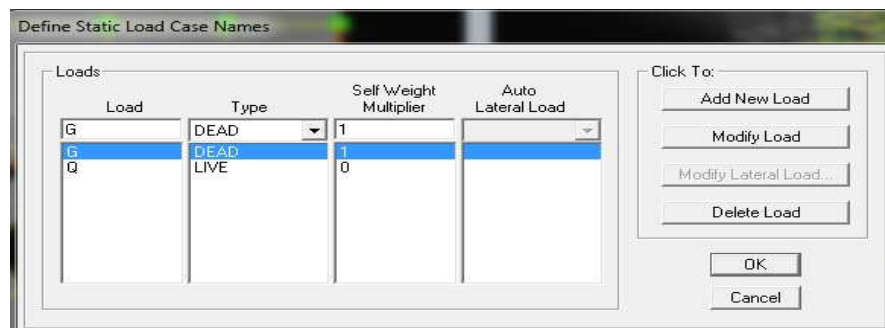


Fig. V.9: Définition des charges d'exploitations G et Q

- **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté

Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**

Coefficient comportement de la structure (**R**) : on prend **R=5**

Facteur de qualité (**Q**) : $Q = 1 + \sum p_q = 1.20$

Coefficient d'amortissement(%) = **8.5 %** (portique auto stable en béton armée avec remplissage dense +voile)

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99 :

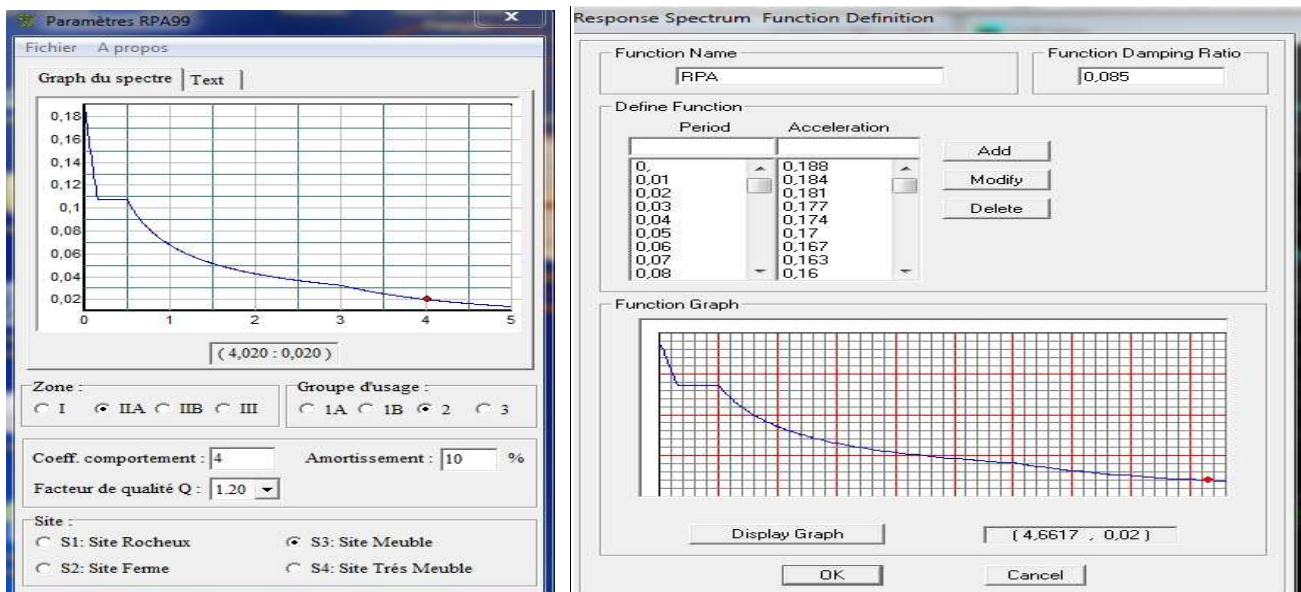


Fig. V.10 Introduction de RPA

Texte → Enregistré → on va choisir nommé un dossier écrire RPA → Enregistré

Define →  Reponce spectrum function → Spectrum from file → Add new function

Complete le tableau RPA 0.1 → Période → Browse ramené le RPA déjà enregistré
→ Display graph → Covert to used defined → ok

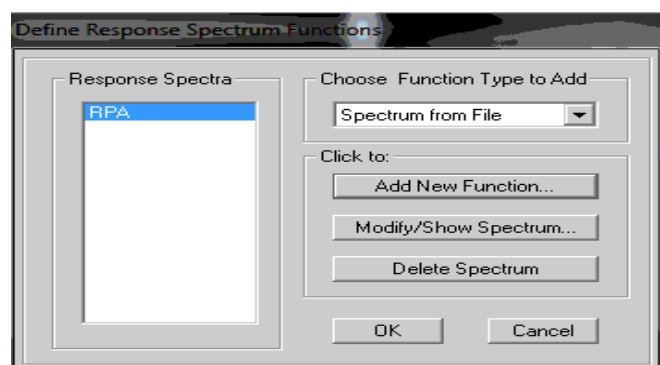


Fig. V.11 Introduction de Spectre de Réponce

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 → Add New Spectrum

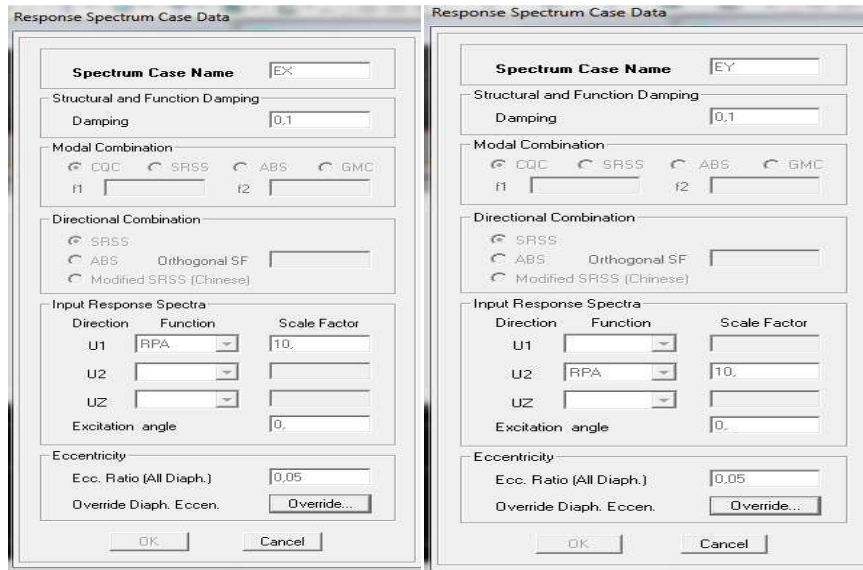


Fig. V.12 Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons selon le BAEL :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons selon le RPA :**

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

➤ **Combinaisons de poids :**

$W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define →  load Combinations → Add New Combo
→ Choisir le nom → définir les coefficients

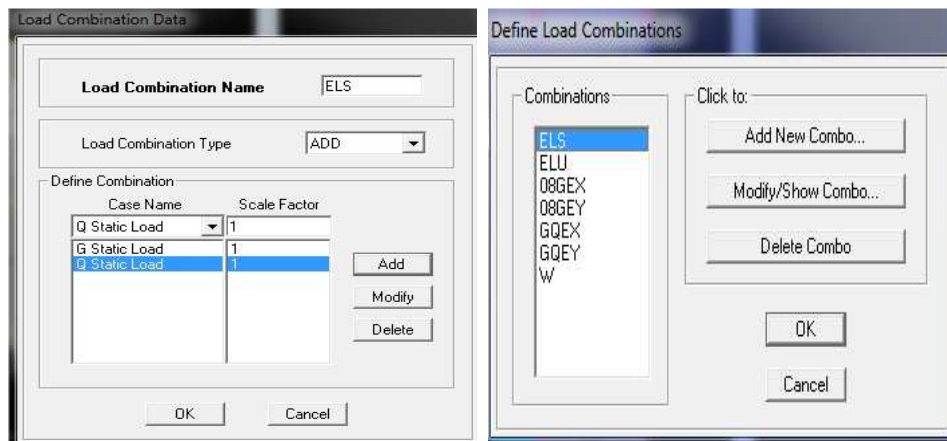


Fig. V.13 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define →  **masse source** → **from self and specified and load**

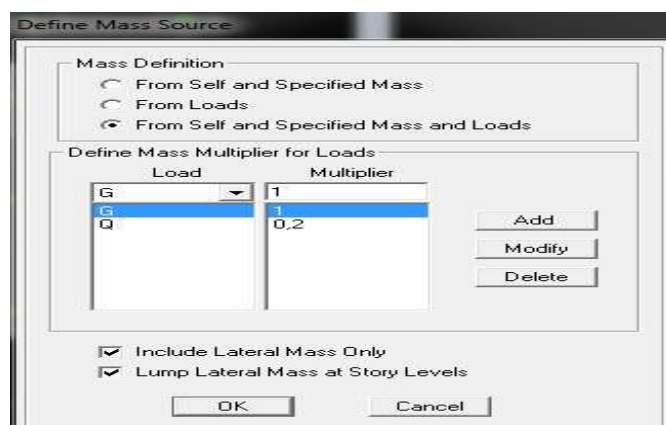


Fig V.14 Introduction de la masse source

Etape 6 : Dessiner les éléments de la structure

➤ Dessiner les poteaux :

Draw → **Draw line objects** →  **Create columns in region or at clicks (plan)** → choisir le nom de Poteau (un simple clique sur le point et le Poteau sera dessiner) et pour les poteaux incliner on va choisir l'angle **45°** dans **Plan offset normal** et pour les autre poteau l'angle **0°**

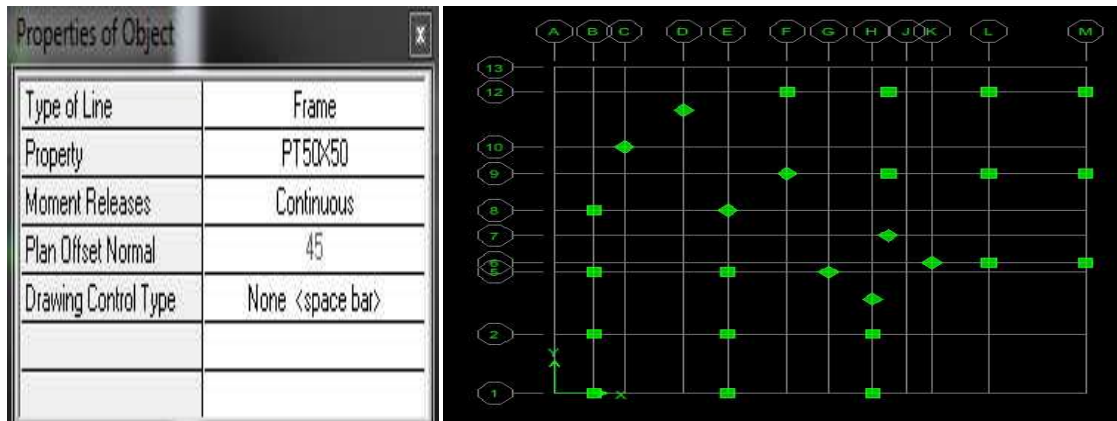


Fig V.15 Dessin des poteaux

➤ **Dessiner les poutres :**

Draw → **Draw line Objects** →  **create line in region or at clicks (plan, elev,3D)** → choisir le nom des poutres exemple PP(30x45)(dessiner sur l'axe considéré)

et pour les poutres incliné

Draw → **Draw line Objects** →  **Draw line (plan, elev, 3D):**

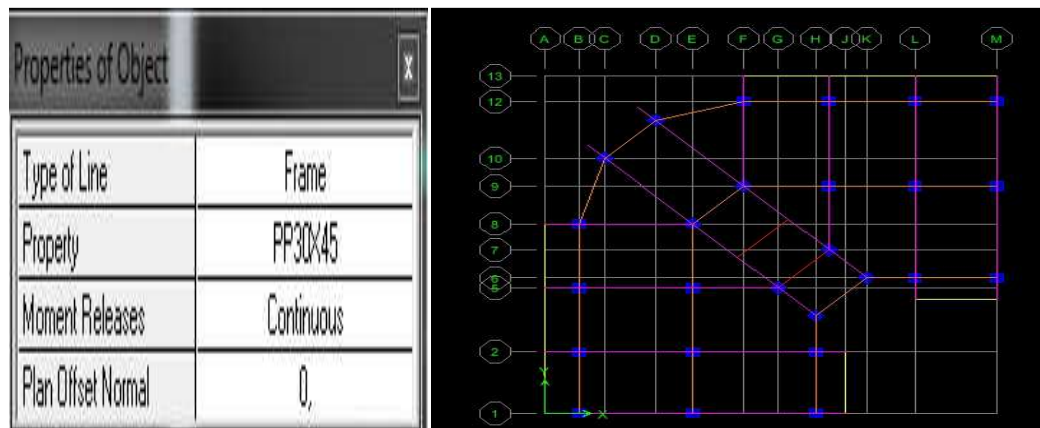


Fig V.16 Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → **Replicate** → **Story** → cocher les étages identique → **Ok**

➤ **Dessiner les voiles :**

Draw → **Draw area Objects** →  **create wall in region or at clicks (plan)** →

Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → **Draw area Objects** →  **draw wall (plan)** → introduire la longueur de voile et dessiner

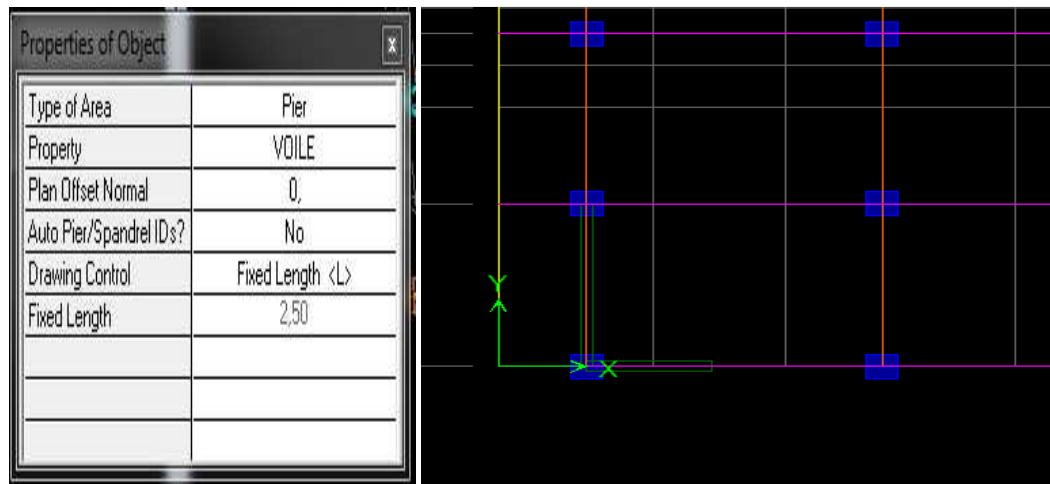


Fig V.17 Dessin des voiles

➤ **Dessiner les dalles pleines:**

Draw → **Draw area Objects** →  **Draw Area (plan, elev,3D)** →

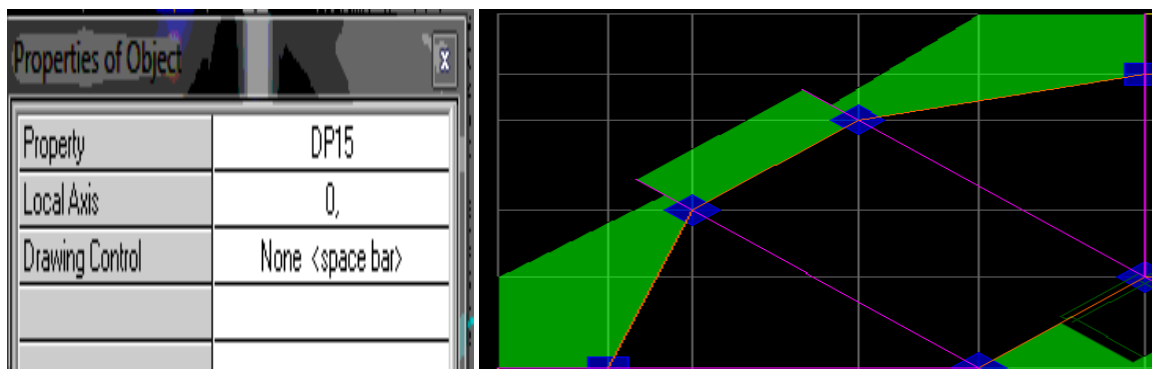


Fig V.18 Dessin des dalles pleine

➤ **Dessiner les planchers:**

Draw → **Draw area Objects** →  **create Area at click (plan, elev)** →

Local axis =45° pour plancher situé à l'angle

Local axis =0° pour le plancher à droite

Local axis =90° pour le plancher a gauche

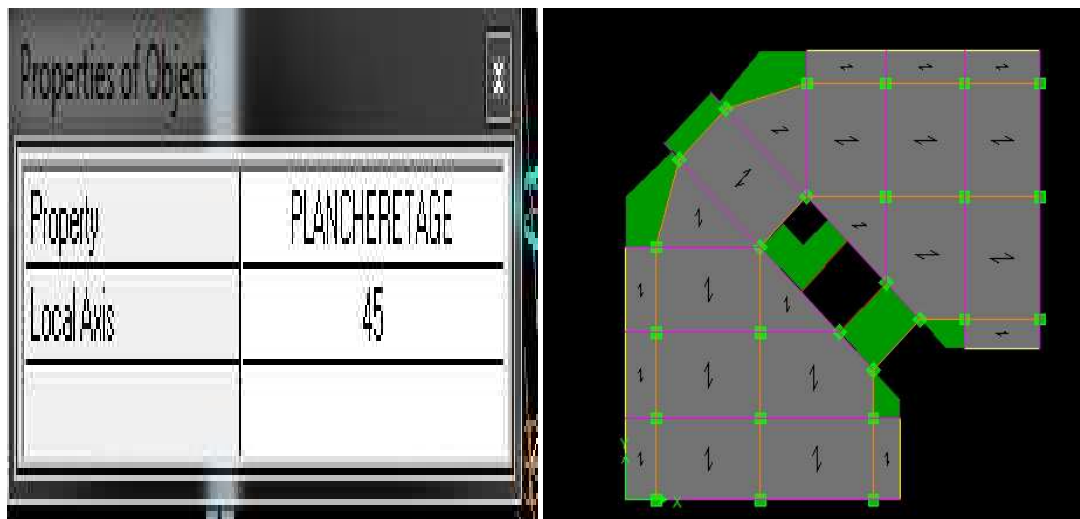


Fig V.19 Dessin des planchers

➤ **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure →  → cocher l'encastrement → ok

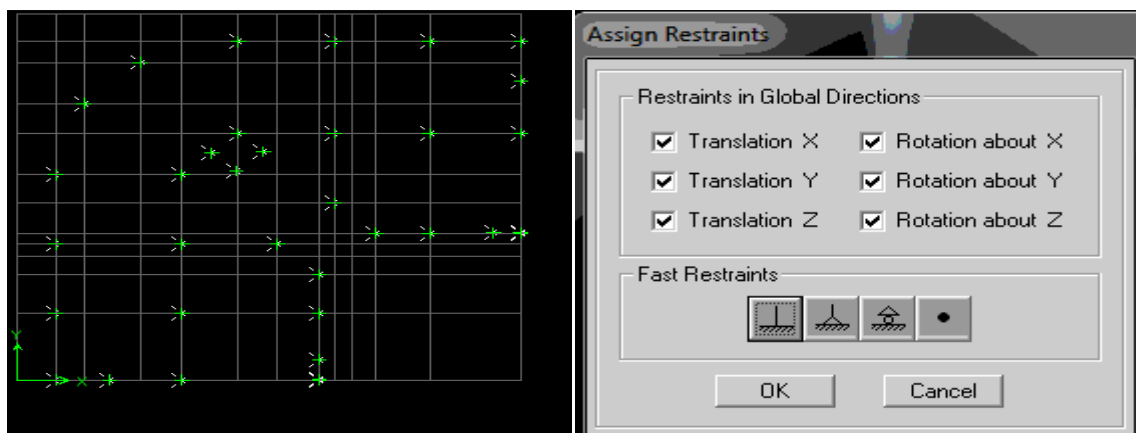


Fig V.20 Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

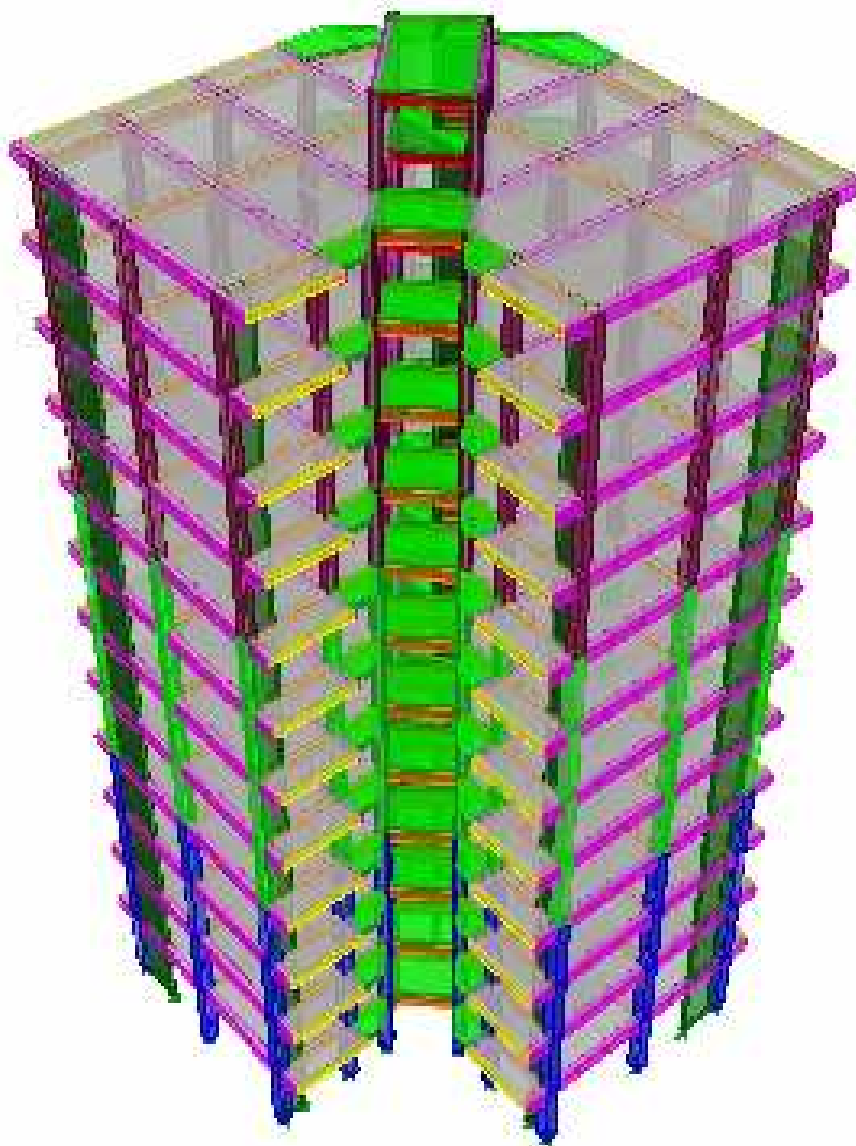


Fig V.21 Vue de la structure en 3D

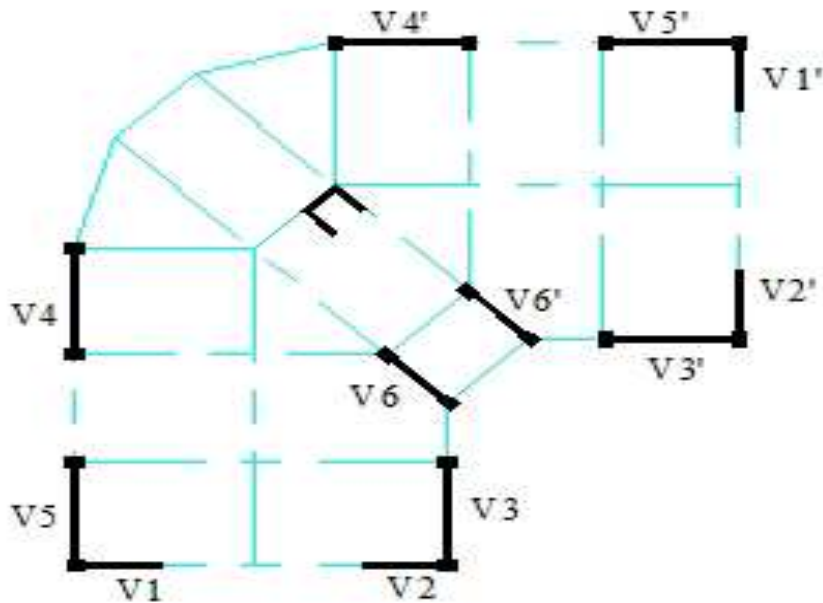


Fig V.22 Implantation des voiles

Etape 7 : chargement de la structure

Les dalles pleines : $G = G_{dp} - (ep_{dalle} \times 25) = 5.31 - (0.15 \times 25) = 1.56 \text{ KN/ml}$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

Plancher terrasse : $G = G_{ter} - (ep_{dalle \text{ de compression}} \times 25) = 6.05 - (0.04 \times 25) = 5.05 \text{ KN/ml}$

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

Plancher étages courants : $G = G_{et} - (ep_{dalle \text{ de compression}} \times 25) = 5.10 - (0.04 \times 25) = 4.10 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Dalle pleine de l'escalier : $G = 2.06 \text{ KN/ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Chargement de la dalle pleine :**

Select → by wall/slab/deck → choisir DP15 →



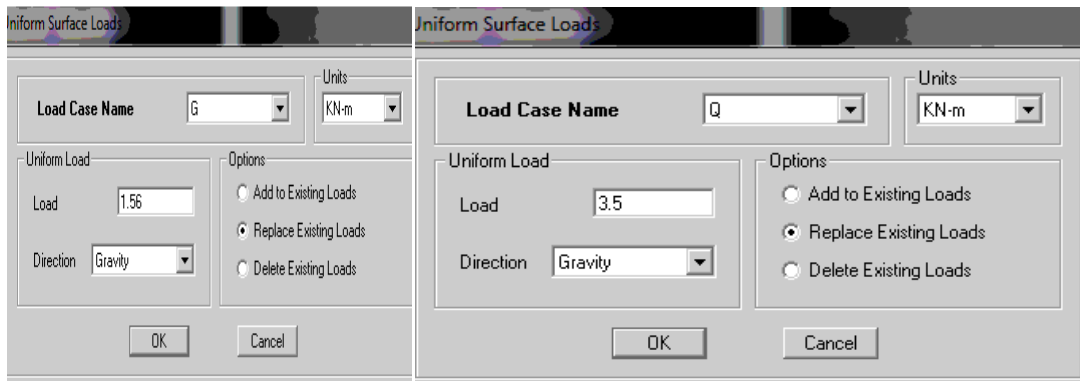


Fig V.23 Chargement de la dalle pleine

➤ **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec la dalle pleine mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : spécification des conditions aux limites (diaphragmes),

Sélectionné en plans le premier étage →  → **D1** → **Modify ShoW Diaphragm** → **ok**

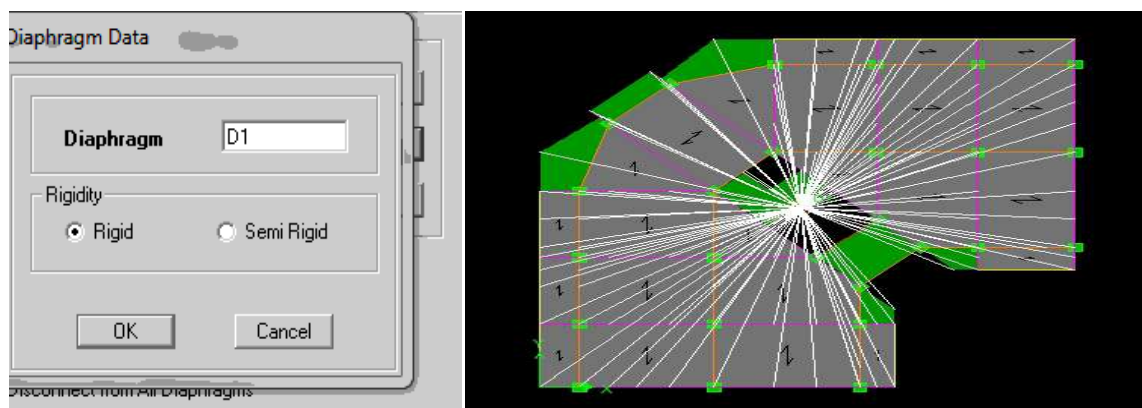


Fig V.24 Diaphragm de l'etage1

On monte a l'autre étage avec l'icone 

Sélectionné en plans le deuxième étage →  → **add new diaphragm** → **D2** → **ok**

⇒ On fait la même chose jusqu'à le dernier étage

Analyse → **set Analysis Option** → **Set Dynamic Parametres** → **ok** → écrire le nombre de modes

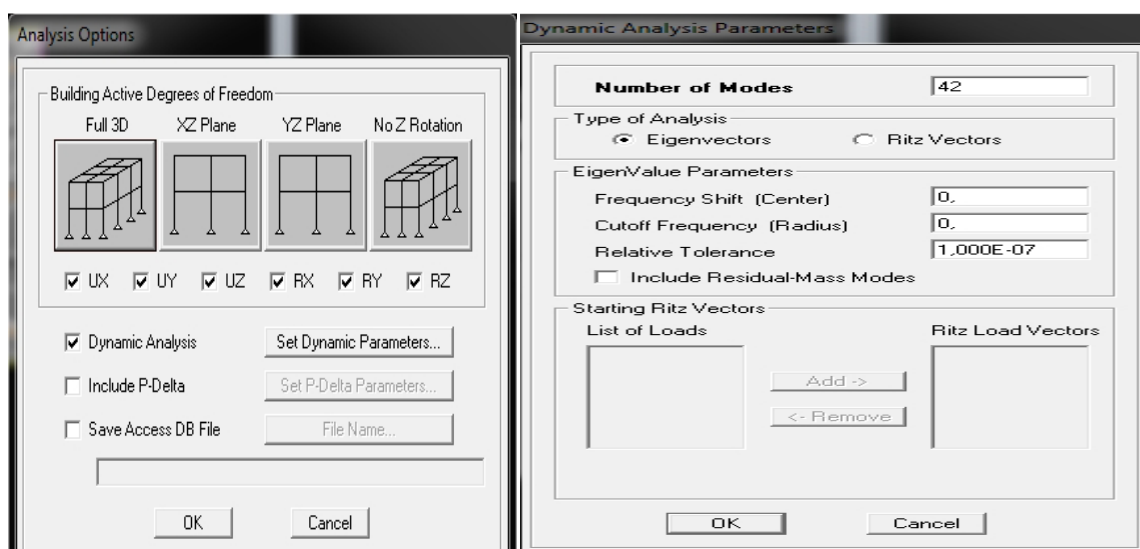


Fig V.25 Introduction de nombre de mode

Etape 9 exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur **F5** ou **analyse** → **Run analyse**



Fig V.26 Analyse de la structure

Vérification des modes et la période T:

Display → **Show table** → **Modal information** → **ok** → **Modal Participating Mass Ratios**

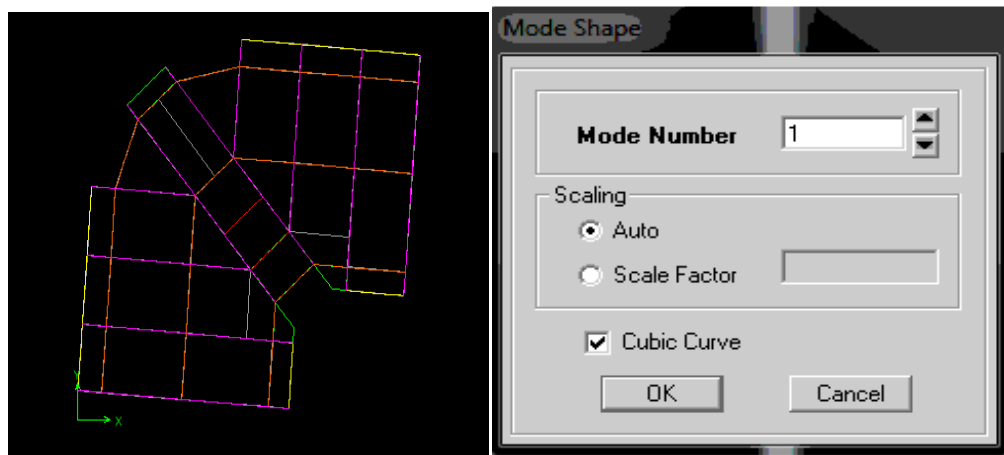


Fig V.27 Déplacement de la structure selon le mode 1

Déformée de la structure

- Pour avoir la déformation de la structure



Show Deformed Shape → sélectionne une combinaison d'actions → **ok**

- Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

Diagramme des efforts interne :



Show Member forces/Stresses Diagram → **frame/pier/spandrel force** sélectionne une combinaison d'actions → choisir **moment 3.3** pour le moment **et shear2.2** pour l'effort tranchant.

Efforts internes dans les éléments barres :

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** → « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

→ **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** → « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** —→ « **Déplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx , et **Uy** au sens yy.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base**

Reactions » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** —→ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY**.

Enfin, dans **Draw** —→ **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

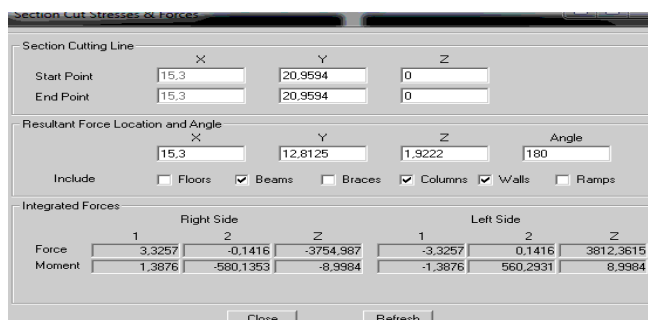


Fig V.28 :L'effort repris par les voiles et les portique

Remarque :

En désélectionnant la case **Wall,Beam,Column** on aura l'effort repris par les portiques et voiles qui égal a 100% .

On désélectionnant la case **wall**—→ **Refrech** nous aurons l'effort repris par les portiques (poutre-poteaux)

On sélectionnant la case **Wall** et on sélectionne **Beam** et **Column**—→ **Refrech** nous aurons l'effort repris par les voiles

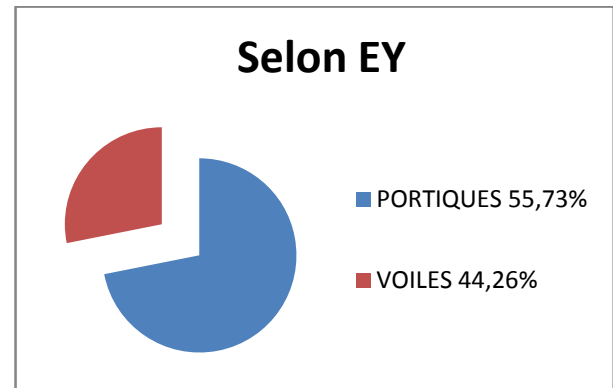
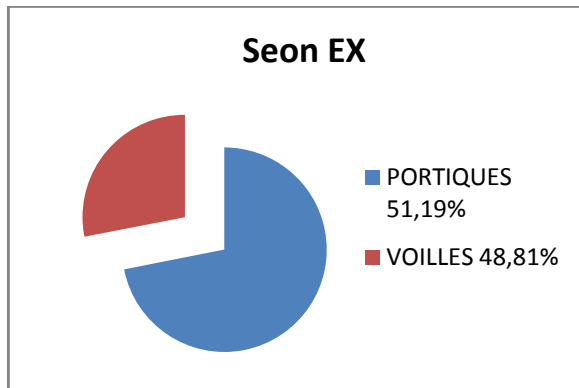
❖ On fait le calcul de pourcentage des voiles et portiques pour définir la nature de la structure

Selon Ex : portiques: + voiles = 282.71 —→ 100%

Portiques =144.73 —→ 51.19 %

Voiles = 137.98 —→ 48.81%

Selon Ey : portiques: + voiles = 251.84 → 100%
Voiles = 111.47 → 55.73%
Portiques = 140.37 → 44.26%



Conclusion :

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% aux sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontale.

Les portiques plus de 25%, Donc notre structure est contreventée par : portique mixte/voiles avec interaction (Article 3.4 ,4.b)

D'où le coefficient de comportement **R=5** (tableau 4.3 RPA99 modifie 2003)

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui Provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI .1 Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2 Méthode statique équivalente :**VI.2.1 Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI.2.2 Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $H \leq 65\text{m}$ en zones I, IIa ,IIb.
 $H \leq 30\text{m}$ en zone III.
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(a).

VI.3 Méthode dynamique modale spectrale :**VI.3.1 Principe de la 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.

VI.3.2 Les hypothèses :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.-Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.4 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI.5 Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tizi- Ouzou (Zone IIa)} \\ 39.79 \text{ m} < 65 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Régularité en plan :

➤ **Forme du bâtiment :** La forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{18.70}{18.70} = 1 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les excentricités :** il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 5\% L_x \\ e_y \leq 5\% L_y \\ e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\% L_x = 0.935 \\ e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\% L_y = 0.935 \end{array} \right.$$

Avec :

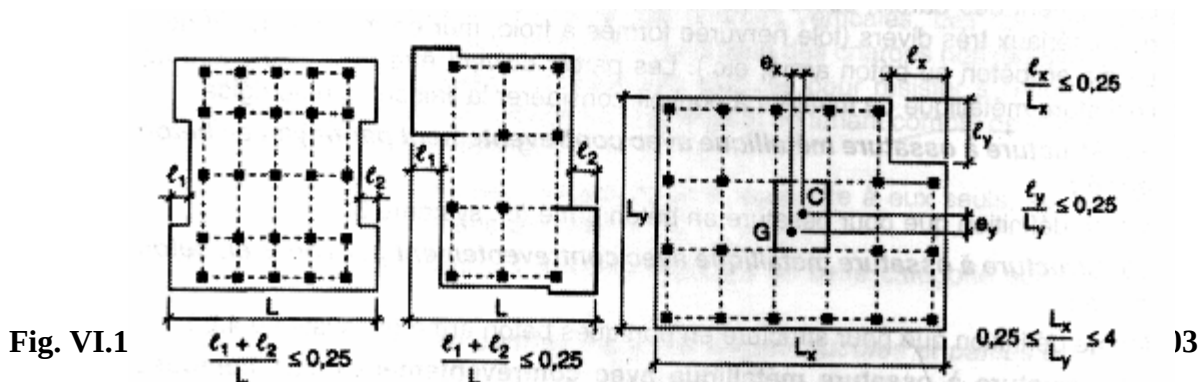
CM : centre de masse et **CR** centre de torsion.

Tableau VI .1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	[XCRXCM]	YCRYCM	5%LX	5%LY	VERIFICATION
RDC	9,267	9,473	9,769	9,014	0.502	0.459	0.935	0.935	vérifier
ET1	9,267	9,473	9,495	9,245	0.227	0.228	0.935	0.935	vérifier
ET2	9,267	9,473	9,374	9,362	0.107	0.111	0.935	0.935	vérifier
ET3	9,264	9,477	9,402	9,333	0.138	0.144	0.935	0.935	vérifier
ET4	9,263	9,479	9,476	9,259	0.213	0.220	0.935	0.935	vérifier
ET5	9,26	9,481	9,565	9,17	0.305	0.311	0.935	0.935	vérifier
ET6	9,26	9,481	9,659	9,075	0.399	0.406	0.935	0.935	vérifier
ET7	9,258	9,484	9,751	8,982	0.493	0.502	0.935	0.935	vérifier
ET8	9,254	9,488	9,831	8,901	0.577	0.587	0.935	0.935	vérifier
ET9	9,254	9,488	9,897	8,835	0.643	0.653	0.935	0.935	vérifier
ET10	9,254	9,488	9,947	8,783	0.693	0.705	0.935	0.935	vérifier
ET11	9,11	9,636	9,977	8,755	0.867	0.881	0.935	0.935	vérifier

➤ **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



On a: $0,25 < \frac{L_x}{L_y} < 4 \longrightarrow 0,25 < \frac{18,70}{18,70} < 4 \longrightarrow 0,25 < 1 < 4$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,47}{6,47} = 1 > 0,25$$

Donc la structure contient de décrochement. $\longrightarrow$ Condition non vérifié

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$S_0 < 15\% S_T$ Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures. $S_0 = 49.92\text{m}^2$.

S_T : Surface totale du plancher. $S_T = 349.69\text{m}^2$.

$15\% S_T = 52.45\text{m}^2$.

$S_0 < 15\% S_T$ $\longrightarrow$ (Condition vérifiée.)

Conclusion 1:

On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmettra pas directement à la fondation.

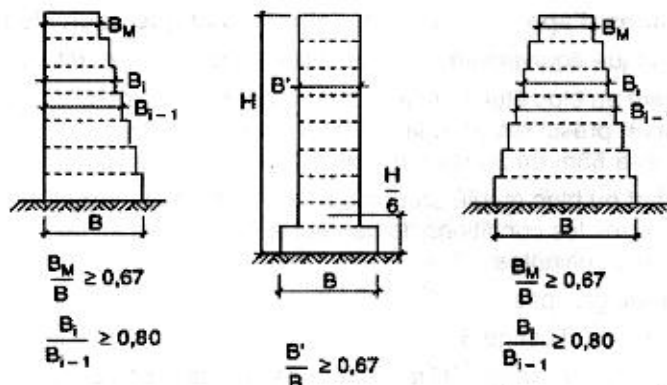


Fig. VI.2 : Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Notre système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur discontinu. Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

Décrochement en élévation : les étages se sont identiques.

→ la condition de décrochement en élévation est respectée.

Conclusion 2 :

On a deux conditions non vérifiées, donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

Conclusion 3 :

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes réunies, donc la MSE n'est pas applicable. Donc on applique la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel ETABS 9.6.

VI.6 Calcul de la force sismique totale :(RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens avec

la formule suivante :
$$V = \frac{D.A.Q}{R} W$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure

W : poids total de la structure.

1) Coefficient d'accélération de zone « A » : Le coefficient « A » est donné par le tableau **4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE IIa	Groupe2	A=0.15
----------	---------	---------------

2) Coefficient de comportement global de la structure « R » : Le coefficient « R » est donné par le **tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** en fonction du système de contreventement.

Mixte portiques /voiles avec interaction	R = 5
--	--------------

3) Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le **tableau 4.4.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003**.

❖ **Sens longitudinal**

Tableau VI.2 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens longitudinal.

Critères	Observé (Oui ou Non)	P _q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,00
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0,00

❖ Sens transversal :

Tableau VI.3 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens transversal.

Critère	Observé (Oui ou Non)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

On aura donc dans les deux sens :

$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00)$	$Q_y = 1,15$
$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00)$	$Q_x = 1,15$

4) Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » : Il est en fonction :

- De la catégorie du site
- .- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.

5) Estimation de la période fondamentale : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Tableau VI.4 : la période fondamentale et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,899699	35,5662	32,4264	0	35,5662	32,4264	0
2	0,831622	33,1531	36,2797	0	68,7193	68,7061	0
3	0,657779	0,7507	0,8128	0	69,47	69,519	0
4	0,238294	8,3871	7,7413	0	77,8571	77,2603	0
5	0,219911	7,7458	8,3273	0	85,6029	85,5876	0
6	0,171396	0,0026	0,0042	0	85,6055	85,5917	0
7	0,109973	3,1255	2,673	0	88,731	88,2648	0
8	0,100352	2,4457	3,53	0	91,1766	91,7947	0
9	0,095212	0,7238	0,0321	0	91,9004	91,8269	0
10	0,076898	0,0024	0,0017	0	91,9028	91,8286	0
11	0,064854	1,4848	1,6377	0	93,3876	93,4662	0
12	0,059815	1,65	1,4977	0	95,0376	94,9639	0

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante : $T = C_T \times (h_N)^{3/4}$

Avec : h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau (N):

$h_N = 39.78\text{m}$.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003:

$$T_1 = 0.05 \times (39.78)^{3/4} = 0.79\text{s}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.89\text{s} < T_{\text{RPA}} = 1.3 \times 0.79 = 1.02\text{s} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[\frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : T : Période fondamentale de la structure. T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7.Art 4.3.3 RPA 99/ version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3) $T_2=0,50s$

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Avec : $\xi(\%)$: Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donné par le **tableau (4.2.RPA**

99/version 2003)

$$\xi = 8.5\% \quad \eta = 816$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T = 0.79 \leq 3 \text{ s}$$

$$D=2\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2 \times 0.763 \left(\frac{0.50}{0.79} \right)^{2/3} \longrightarrow D = 1,20$$

Application numérique :

W : poids total de la structure(ETABS)

$$W = W_G + 0.2 W_Q = 35826.52 + 0.2 (5376.86) = 36901.89 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = V_{sy} \frac{0.15 \times 1.20 \times 1.15}{5} \cdot 36901.89 = 1594.16 \text{ KN}$$

VI.7 vérification de la résultante des forces sismiques à la base : (Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :

$$V_{etabs} > 80\% V_{calculé}$$

$$V_{sx} = V_{sy} \cdot 0.8 \times 1594.16 = 1275.32 \text{ KN}$$

$$V_{etabs \ x} = 2037.73 \text{ KN}$$

$$V_{etabs \ y} = 2012.42 \text{ KN}$$

$$1275.32 \text{ KN} < 2037.73 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.8 Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : R : Coefficient de comportement ($R = 5$).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, 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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

➤ Sens longitudinal :

Tableau VI.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1%h	vérification
ET11	5	0,0197	0.0985	0.0085	0.0306	vérifier
ET10	5	0,018	0.09	0.0085	0.0306	vérifier
ET9	5	0,0163	0.0815	0.0095	0.0306	vérifier
ET8	5	0,0144	0.072	0.0095	0.0306	vérifier
ET7	5	0,0125	0.0625	0.01	0.0306	vérifier
ET6	5	0,0105	0.0525	0.01	0.0306	vérifier
ET5	5	0,0085	0.0425	0.01	0.0306	vérifier
ET4	5	0,0065	0.0325	0.0095	0.0306	vérifier
ET3	5	0,0046	0.023	0.0085	0.0306	vérifier
ET2	5	0,0029	0.0145	0.007	0.0306	vérifier
ET1	5	0,0015	0.0075	0.005	0.0306	vérifier
RDC	5	0,0005	0.0025	0.0025	0.0306	vérifier

➤ Sens transversal :

Tableau VI.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal.

Story	R	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1% h	vérification
ET11	5	0,0196	0.098	0.0085	0.0306	vérifier
ET10	5	0,0179	0.0895	0.0085	0.0306	vérifier
ET9	5	0,0162	0.081	0.0095	0.0306	vérifier
ET8	5	0,0143	0.0715	0.0095	0.0306	vérifier
ET7	5	0,0124	0.062	0.01	0.0306	vérifier
ET6	5	0,0104	0.052	0.01	0.0306	vérifier
ET5	5	0,0084	0.042	0.0095	0.0306	vérifier
ET4	5	0,0065	0.0325	0.0095	0.0306	vérifier
ET3	5	0,0046	0.023	0.0085	0.0306	vérifier
ET2	5	0,0029	0.0145	0.007	0.0306	vérifier
ET1	5	0,0015	0.0075	0.005	0.0306	vérifier
RDC	5	0,0005	0.0025	0.0025	0.0306	vérifier

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

VI.9 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié a la formule suivante :

$$\delta_{\max} < f = \frac{H}{500}$$

f : la flèche admissible ; H : hauteur de bâtiment

$$\longrightarrow 0.0197 < f = \frac{39.78}{500} = 0.079 \quad \text{condition vérifier}$$

VI.10 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition

suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$

Avec : P_K : de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau

kV_K : effort tranchant d'étage au niveau

kh_K : la hauteur de l'étage k

Δ_K : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau ($k-1$)

Tableau VI.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-ΔM

Story	Masse X	VX	Δ_K	$V_X.h_K$	$\Theta < 0.1$	Masse Y	VY	Δ_K	$V_Y.h_K$	$\Theta < 0.1$
RDC	317,6408	2037,73	0.0025	6235.54	0.00012	317,6408	2042,42	0.0025	6249.80	0.00012
ET1	317,6408	1997,39	0.005	6112.01	0.00079	317,6408	2002,02	0.005	6126.18	0.00079
ET2	317,6408	1933,99	0.007	5918	0.0011	317,6408	1938,53	0.007	5931.90	0.0011
ET3	313,8379	1850,56	0.0085	5662.71	0.0014	313,8379	1855,01	0.0085	5676.33	0.0014
ET4	310,6736	1748,56	0.0095	5350.59	0.0016	310,6736	1753,03	0.0095	5364.27	0.0016
ET5	310,7854	1628,69	0.01	4983.79	0.0018	310,7854	1633,07	0.0095	4997.19	0.0018
ET6	310,7854	1490,44	0.01	4560.74	0.0020	310,7854	1494,35	0.01	4572.71	0.0020
ET7	307,4896	1332,86	0.01	4078.55	0.0023	307,4896	1335,99	0.01	4088.12	0.0023
ET8	304,9442	1154,41	0.0095	3532.49	0.0025	304,9442	1156,68	0.0095	3539.44	0.0025
ET9	304,9442	949,94	0.0095	2906.81	0.0030	304,9442	951,5	0.0095	2911.59	0.0030
ET10	304,9442	709,83	0.0085	2169.01	0.0036	304,9442	710,87	0.0085	2175.26	0.0036
ET11	296,3864	411,42	0.0085	1258.94	0.0061	296,3864	412,27	0.0085	1261.54	0.0061

VI.11 Justification de l'interaction portiques-voiles:

- ❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques set aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option «Section Cut »

- Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 25.15 (%)

Sens yy : 31.58(%)

- Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 74.84 (%)

Sens yy: 68.41(%)

VI.12 vérification de l'effort réduit V:

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : l'effort minimal des poteaux ($N_{\min}$ de ETABS)

B : section de poteau

F_{c28} : résistance de béton

$$V = \frac{1158.85 \cdot 10^3}{400.400.25} = 0.28 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Rappel : D'après le RPA 99 (art 3.4.4.a) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre structure est contreventée : mixte portique/voile avec interaction

Conclusion : D'après les résultats obtenue si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée
- Le taux de participation massique a atteint les 90% à partir de 8^{ème} mode
- Le pourcentage des participations massiques est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés
- L'effort tranchant à la base est vérifié
- L'excentricité est vérifiée
- L'effet P-Delta est vérifié

Les exigences du **RPA** ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton	Acier				
	γ_b (Mpa)	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s (Mpa)	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.478	1	400	400

Tableau VII.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :**VII.1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :➤ **Le pourcentage minimal :**

- Du RDC au 3^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$

- Du 4^{ème} étage au 7^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$

- Du 8^{ème} étage au 11^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal :**

- Du RDC au 3^{ème} étage:

En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

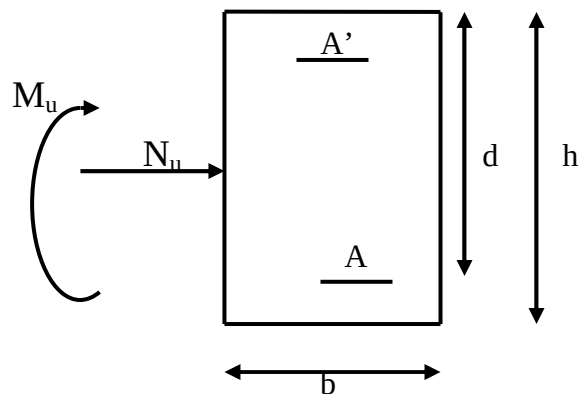
- Du 4^{ème} étage au 7^{ème} étage -:
 En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 96 \text{ cm}^2$
- Du 8^{ème} étage au 11^{ème} étage :
 En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

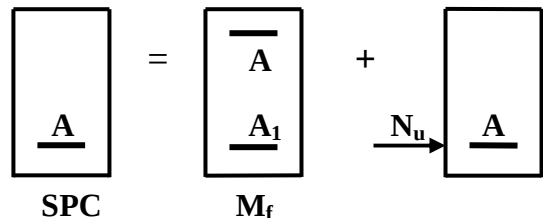
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

Avec

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

M_f : Moment fictif.



Calcul des armatures :

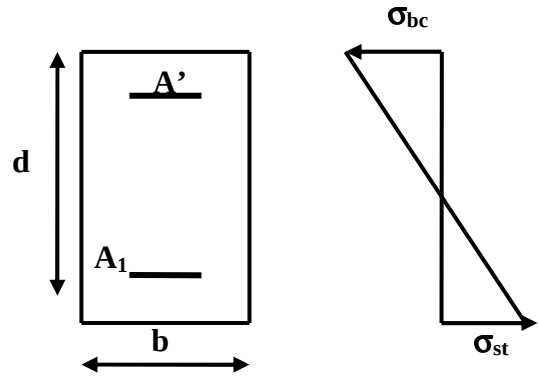
$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

➤ Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu \xrightarrow{\text{Tabeau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



➤ Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

et on calcul $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81c') b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

➤ Si : $(0.337h - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec:

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bhf_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s (d-c')} \quad A = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VII.1.1 Calcul du ferrailage des poteaux:

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel «SOCOTEC ».

➤ **Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :**

a) Exemple de calcul manuel :

✓ **Poteaux 40x40 (EL U)**

$$N_u = -1833.07 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = -1.447 \text{ KN.m (effort de compression)}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.447}{1833.07} = 0.00078 \leq \left(\frac{0.4}{2} - c \right) = 0.17 \quad \longrightarrow \quad \text{SEC}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

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

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.447 + 1833.07 \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 \right) = 313.069 \text{ Kn.m}$$

Vérification de la 1^{ère} condition :

$$(0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.167 \times 10^3 < 1833.07 (0.37 - 0.03) - 313.069 < (0.5 - \frac{0.03}{0.4}) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.167 \times 10^3$$

$$14.167 \times 10^3 = 250.47 < 310.17 < 385.34$$

$$250.47 < 310.17 < 385.34 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$1833.07 (0.37 - 0.03) - 313.069 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) 0.4 \times 0.4^2 \times 14.167 \times 10^3$$

$$250.47 \leq 310.17 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les sections d'armatures sont :

$$A_{s'} = \frac{M_f - bh f_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_s (d-c')} = \frac{313.069 - 0.4 \times 0.4 \times 14.167 \times 10^3 (0.37 - 0.4 \times 0.4)}{348 \times 10^3 (0.37 - 0.03)} = 0.00137 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_{s'} = \frac{1833.07 - 0.4 \times 0.4 \times 14.167 \times 10^3}{348 \times 10^3} - 0.00137 = 0.0039 \text{ cm}^2$$

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

The screenshot shows the SOCOTEC software interface with the following data entered:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton: $f_{cj} = 25$ MPa
 - Limite élast. acier: $f_e = 400$ MPa
 - Coeff. acier/béton: $n = 15$
- Géométrie:**
 - Largeur: $b = 0.4$ m
 - Hauteur: $h = 0.4$ m
 - Pos. cdg armatures sup.: $d' = 0.03$ m
 - Pos. cdg armatures inf.: $c = 0.04$ m
- Calcul aux ELU:**
 - Effort normal: $N_u = 1833.1$ kN
 - Moment fléchissant: $M_u = 1.45$ kN*m
 - Coefficients:
 - durée chargement: $\theta = 1$
 - sécurité du béton: $\gamma_b = 1.5$
 - sécurité de l'acier: $\gamma_s = 1.15$
- Calcul aux ELS:**
 - Effort: N_s kN
 - Moment: M_s kN*m
 - Sections d'armatures:
 - supérieures: cm²
 - inférieures: cm²
- Convention signes:**
 - $N > 0$: compression
 - $M > 0$: tend la fibre inférieure
- Fissuration:**
 - ☒ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature:**
 - ☒ rond lisse
 - ☐ barre HA
 - ☐ barre HA

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

The screenshot shows the results of the calculation in the SOCOTEC software:

- Résultats aux ELU : Sections d'armatures:**
 - supérieures: 0 cm²
 - inférieures: 0 cm²
 - Section entièrement comprimée.
- Résultats aux ELS : Contraintes:**
 - calculées:
 - béton fibre supérieure: MPa
 - armatures supérieures: MPa
 - armatures inférieures: MPa
 - béton fibre inférieure: MPa
 - limites:
 - MPa
 - MPa
 - MPa
 - MPa

The diagram on the right shows a square cross-section of the column with dimensions 0.5 m by 0.5 m. The center of gravity is marked with a dot and the letter 'G'.

c) Exemple de calcul manuel :✓ **Pot 40X40 : Situation accidentelle (G+Q+Ex):**

$$N_u = 299.81 \text{ KN} \longrightarrow M_{cro} = 85.446 \text{ KNm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{85.446}{299.81} = 0.285 \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.17 \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 85.446 + 299.81 (0.2 - 0.03) = 136.41 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81c) b h^2 f_{bu} \longrightarrow 299.81 (0.37 - 0.03) - 136.41 = 34.47$$

$$34.47 \leq 369.8 \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée $A_s' = 0 \text{ cm}^2$ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{136.41}{0.4 \times 0.4^2 \times 18.475 \times 10^3} = 0.115$$

 $\mu = 0.115 \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0.116 \longrightarrow \beta = 0.938$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{136.41}{0.938 \times 0.37 \times 400 \times 10^3} = 9.826 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 9.826 - \frac{299.81}{400 \times 10^3} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.47 \text{ cm}^2$$

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton : n 15
Limite élast. acier : f_e 400 MPa

Géométrie
Largeur : b 0.4 m
Hauteur : h 0.4 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS
Effort normal : N_u 299.8 kN Effort .. : N_s kN
Moment fléchissant : M_u 85.45 kN.m Moment .. : M_s kN.m

Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γ_b 1.15
sécurité de l'acier : γ_s 1

Sections d'armatures
supérieures : cm2
inférieures : cm2

Convention signes
 $N > 0$: compression
 $M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration
☐ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☐ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : 0 cm2
inférieures : 2.47 cm2
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.07$ m

Résultats aux ELS : Contraintes
calculées limites
béton fibre supérieure : MPa MPa
armatures supérieures : MPa MPa
armatures inférieures : MPa MPa
béton fibre inférieure : MPa MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ NUM

✓ **Pot 40x40 : Situation accidentelle (G+Q+EY):**

$$N_u = 583.86 \text{ KN} \longrightarrow M_{cro} = 44.1 \text{ KNm}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{44.1}{583.86} = 0.075 < \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.145 \longrightarrow \text{S EC}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 44.1 + 583.86 (0.2 - 0.03) = 143.35 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Calcul des armatures :

Donc les armatures fictives sont :

$$A_{s'} = \frac{M_f - bh f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{143.35 - 0.4 \times 0.4 \times 18.475 \times 10^3 (0.37 - 0.4 \times 0.4)}{400 \times 10^3 (0.37 - 0.03)} = 0.0035 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_{s'} = \frac{583.86 - 0.4 \times 0.4 \times 18.475 \times 10^3}{400 \times 10^3} - 0.0035 = 0.0024 \text{ cm}^2$$

d) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :
Nom du fichier : sans nom

Matériaux
Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
Limite élast. acier : f_s 400 MPa

☒ Calcul aux ELU
Effort normal : N_u 583.9 kN
Moment fléchissant : M_u 44.1 kN*m
Coefficients
durée chargement : θ 1
sécurité du béton : γ_b 1.15
sécurité de l'acier : γ_s 1

☐ Calcul aux ELS
Effort .. : N_s kN
Moment .. : M_s kN*m

Sections d'armatures
supérieures : cm2
inférieures : cm2

Géométrie
Largeur : b 0.4 m
Hauteur : h 0.4 m
Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

Convention signes
N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☒ rond lisse
☐ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

Les résultats sont :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : 0 cm2
inférieures : 0 cm2
Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

Remarque :

D'après la comparaison de nos résultats ; on constate que la section d'armature la plus défavorable est trouvée sous la combinaison 0.8G+Ex.

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm ²)	N(KN)	Moment (KN. m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs.	Asup	Ainf	Ainf	Ferrailage	A adopté (cm ²)
40x40	$N_{\max} = -1833.07$	$M_{2\text{cor}} = 0.14$	-0.0000	0.17	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		$M_{3\text{cor}} = -1.447$	0.00078	0.17	SEC	0	0			
	$N_{\min} = 210.83$	$M_{2\text{cor}} = 1.499$	-0.0071	0.17	SEC	0	0			
		$M_{3\text{cor}} = 25.362$	0.120	0.17	SEC	0	0			
	$N_{\text{cor}} = 350.6$	$M_{2\text{max}} = 30.414$	0.086	0.17	SEC	0	0			
	$N_{\text{cor}} = 299.81$	$M_{3\text{max}} = 85.446$	0.285	0.17	SPC	0	2.47			
35x35	$N_{\max} = -1118.87$	$M_{2\text{cor}} = -4.296$	0.0038	0.145	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA14	12.31
		$M_{3\text{cor}} = -1.333$	0.0011	0.145	SEC	0	0			
	$N_{\min} = 76.63$	$M_{2\text{cor}} = 0.809$	0.0105	0.145	SEC	0	0			
		$M_{3\text{cor}} = 0.535$	0.0069	0.145	SEC	0	0			
	$N_{\text{cor}} = 154.89$	$M_{2\text{max}} = 27.145$	0.1752	0.145	SPC	0	0.17			
	$N_{\text{cor}} = 140.97$	$M_{3\text{max}} = 71.664$	0.5083	0.145	SPC	0	4.28			
30x30	$N_{\max} = -541.49$	$M_{2\text{cor}} = -7.432$	0.0137	0.12	SEC	0	0	7.2	4HA14+4HA12	10.67
		$M_{3\text{cor}} = 1.223$	0.0022	0.12	SEC	0	0			
	$N_{\min} = 10.42$	$M_{2\text{cor}} = 0.097$	0.0093	0.12	SEC	0	0			
		$M_{3\text{cor}} = 0.25$	0.023	0.12	SEC	0	0			
	$N_{\text{cor}} = 58.91$	$M_{\text{max}} = 18.21$	0.3091	0.12	SPC	0	0.95			
	$N_{\text{cor}} = 78.61$	$M_{\text{max}} = 42.614$	0.554	0.12	SPC	0	3.22			

Tableau VII.2 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

VII.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 T_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA 2003 art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^2}{\frac{12}{bh}}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$l_0 = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$$

$$\text{Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24,73$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho = 2,5$

VII.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm} = 10\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{Zone I : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 57.3}{0.4 \times 400000} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone II : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 47.56}{0.35 \times 400000} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone III : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 27.8}{0.30 \times 400000} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (b/2 ; h/2 ; 10 \phi_1)$$

$$S_t \leq \min (b/2; h/2; 10 \phi_1) = \min (40/2; 40/2; 10 \times 1.4) = 12 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 12\text{cm}$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

D'où :

$$\text{Zone I : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 57.3}{0.4 \times 400000} = 1.074 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone II : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 47.56}{0.35 \times 400000} = 1.019 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone III : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 27.8}{0.3 \times 400000} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{4HA8}$

VII.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$

.Si $\lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

- **En zone courante ($S_t = 12\text{cm}$) :**

- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% S_t \times b_1 = 0.3\% \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopt}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.2.3 Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_l^{\min} = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

VII.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} f_{c28} = 25\text{Mpa} \\ \lambda_g \geq 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x40)**

$$\tau_b = \frac{57.3 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.38 \text{ Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{47.56 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.42 \text{ Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

- Poteaux (30 x 30)

$$\tau_b = \frac{27.8 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.34 \text{ Mpa} \leq 1.875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

VII.3 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 = p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3x l_c^2 - 6nA' \frac{lc - c'}{b} + 6nA \frac{d - lc}{b} \\ q = -2x l_c^3 - 6nA' \frac{(lc - c')^2}{b} + 6nA \frac{(d - lc)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta > 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} \right); y_2^2 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3} \right); y_2^3 = \text{acos} \left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3} \right)$$

Avec :

$$a = \text{acos} \left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \sqrt{\frac{p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (Y_1 - d')^2 \right]$$

Finalelement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{l} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b h + 15 (A_s - A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = \frac{b h^3}{3} b h X_G^2 + 15 [A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton

$$\sigma_{SUP} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) (\frac{h}{2} - X_G)}{S} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{INF} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) (\frac{h}{2} + X_G)}{S} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max (\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} b d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

CHAPITRE VII

Ferraillage des poteaux

Section	Sollicitations	Ns	Ms22 (KN. m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_b sup (MPa)	σ_b inf (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_a sup(Mpa)	σ_a inf (MPa)	σ_s MPa)	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observation
30X30	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-392.74	-5.122	0.01	0.05	SEC	4.52	2.84	15	65.30	45.10	348	2.76	14.196	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	-7.84	0.042	-0.005	0.05	SEC	0.08	0.07	15	1.18	1.02	348	2.09		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-45.37	21.409	-0.471	0.05	SPC	5.23	0	15	56	-52.8	348	1.11		condition vérifiée
35X35	$N_{\max} - M_{\text{cor}}$	-811.32	-2.816	0.0034	0.06	SEC	6.14	5.52	15	91.30	83.60	348	3.44	12.31	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	92.18	0.192	0.0020	0.06	SEC	0.68	0.64	15	10.20	9.67	348	3.40		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-218.14	32.299	-0.148	0.06	SPC	4.17	0	15	55.5	-12.7	348	1.92		condition vérifiée
40X40	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-1336.04	0.1	-0.000	0.067	SEC	7.57	7.55	15	113.5	113.3	348	4.39	9.05	condition vérifiée
	$N_{\min} - M_{\text{cor}}$	219.36	0.542	0.0024	0.067	SEC	1.28	1.20	15	19.2	18.1	348	4.49		condition vérifiée
	$M_{\max} - N_{\text{cor}}$	-345.18	17.733	0.051	0.067	SEC	3.31	0.6	15	46.6	12	348	12.04		condition vérifiée

CHAPITRE VII

Ferraillage des poteaux

Section	Sollicitations	Ns	Ms33 (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_b sup (Mpa)	σ_b inf (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_a sup (Mpa)	σ_a inf (Mpa)	σ_s (Mpa)	Amin CNF (cm2)	Aa dop (cm2)	Observation
30X30	Nmax- Mcor	-392.74	0.875	-0.0022	0.05	SEC	3.82	3.54	15	56.9	53.5	348	2.34	14.196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-7.84	-0.043	0.0054	0.05	SEC	0.08	0.07	15	1.19	1.02	348	2.10		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-48.34	25.232	0.521	0.05	SPC	6.13	0	15	65.2	-148.7	348	0.83		condition vérifiée
35X35	Nmax- Mcor	-811.32	-0.946	0.0011	0.06	SEC	5.93	5.73	15	88.7	86.2	348	-3.36	14.196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	92.18	-0.26	-0.0028	0.06	SEC	0.69	0.63	15	10.3	9.58	348	-3.11		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-322.44	22.261	-0.069	0.06	SPC	6.08	0	15	81	-17	348	2.26		condition vérifiée
40X40	Mmax-Ncor	-1336.04	-1.054	0.0007	0.067	SEC	7.64	7.48	15	114.5	112.4	348	4.42	14.196	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	-219.36	-0.67	0.003	0.067	SEC	1.29	1.19	15	19.3	18	348	4.52		condition vérifiée
	Mmax-Ncor	-673.73	27.817	0.041	0.067	SEC	5.94	1.69	15	84.3	30.1	348	8.306		

Conclusion :

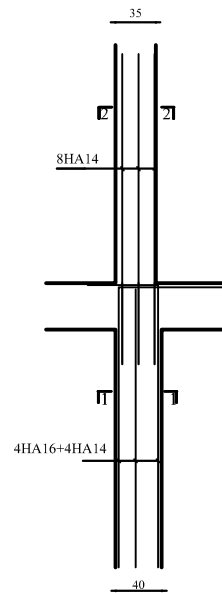
Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VII.5 : Résultats de ferraillage des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	ferraillage
8, 9, 10,11	30x30	4HA14 + 4HA12
3,4, 5, 6,7	35x35	8HA14
RDC, 1, 2,3	40x40	4HA16 + 4HA14

Technical drawing of a square plate. The main view shows a square with a side length of 40. The plate is made of 2HA16 material. The central part is a square with a side length of 40, made of 4HA14 material. The corners are reinforced with 2HA16 material. The central square is divided into four triangles by its diagonals. The corners of the central square are labeled 'etr HA8' and 'cad HA8'. Below the main view are two detail views: a square corner with a side length of 35 and a fillet radius of 25, and a diamond-shaped corner with a side length of 25 and a fillet radius of 25.

Technical drawing of a square plate. The main view shows a square with side length 30. It features a central cross with a circle at the center. Labels around the square indicate dimensions and materials: 2HA14 (top and bottom), 4HA12 (left and right), and 4HA8 (top-left, top-right, bottom-left, bottom-right). Below the main view are two smaller views: a square with side length 20 and a diamond shape with side length 20.

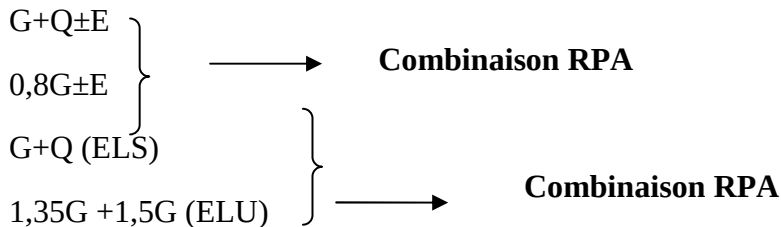


Etudé par :	Melle : MOULAHCHENE SAMIA	
	Melle : KHELIFI FATMA	
Dirigé par :	Mr : MANSOURI A	
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES	
LIEU DIT :	AÏN-ZAOUIA	
COMMUNE :	AÏN-ZAOUIA	
DAÏRA :	DRAA-EL-MIZAN	
WILAYA :	TIZI-OUZOU	
TITRE : FERRAILLAGE DES POTEAUX		
ECHELLE	1/50	
DATE	SEP 2014	

VIII.1 Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

**VIII.1.1 Calcul des armatures à l'ELU :**

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

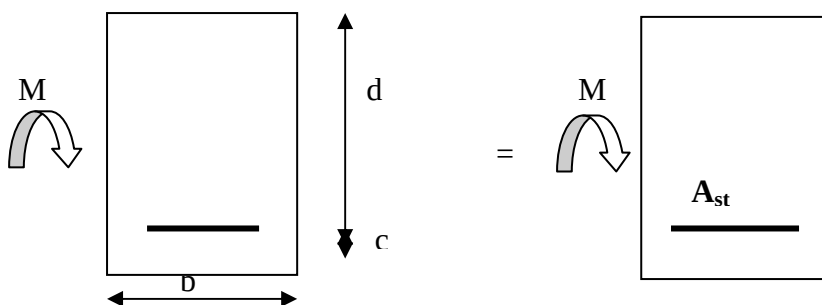
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,5 \rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas accidentel.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

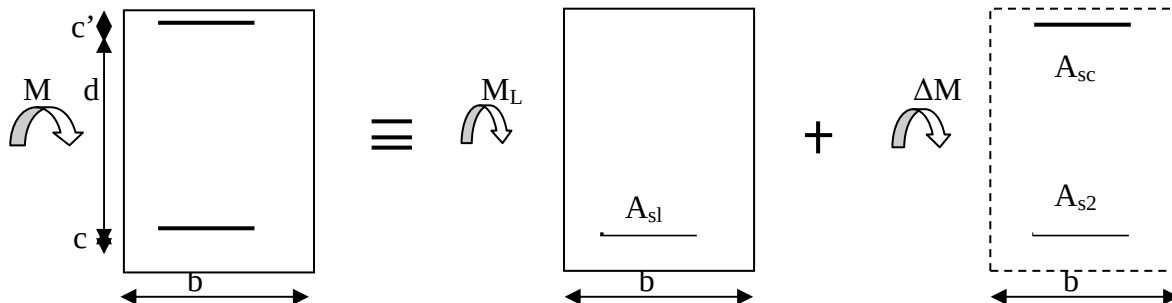
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_t = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{s\ t} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Recommandation du RPA :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×45) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

4% $b h$: en zone courante

6% $b h$: en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.

• **Poutres principales de (30×35) :**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires de (30×35) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Les poutres principales (30x45) :

En travée : Tableau VIII .1.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU

Niveau	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
11 ^{eme}	74.288	0.098	SSA	0.948	5.36	3HA14+2HA12	6.88
10 ^{eme}	67.553	0.089	SSA	0.954	4.84	3HA14+2HA12	6.88
9 ^{eme}	66.629	0.088	SSA	0.954	4.77	3HA14+2HA12	6.88
8 ^{eme}	64.557	0.085	SSA	0.956	4.62	3HA14+2HA12	6.88
7 ^{eme}	59.976	0.079	SSA	0.958	4.28	3HA14+2HA12	6.88
6 ^{eme}	56.364	0.075	SSA	0.960	4.01	3HA14+2HA12	6.88
5 ^{eme}	53.734	0.071	SSA	0.963	3.81	3HA14+2HA12	6.88
4 ^{eme}	51.874	0.069	SSA	0.965	3.67	3HA14+2HA12	6.88
3 ^{eme}	48.151	0.064	SSA	0.967	3.40	3HA14+2HA12	6.88
2 ^{eme}	45.444	0.060	SSA	0.969	3.20	3HA14+2HA12	6.88
1 ^{er}	43.50	0.057	SSA	0.970	3.06	3HA14+2HA12	6.88
RDC	42.243	0.056	SSA	0.971	2.97	3HA14+2HA12	6.88

Aux appuis : Tableau VIII.1.2 : Ferrailage des poutres principales à (G+Q±E)

Niv	$M_{\max}$ (KN.m)	μ	Obs	β	A_s cal (cm ²)	Ferrailage	Aadop (cm ²)
11 ^{eme}	90.317	0.092	SSA	0.952	5.64	3HA14+3HA14	9.24
10 ^{eme}	103.15	0.105	SSA	0.945	6.49	3HA14+3HA14	9.24
9 ^{eme}	108.383	0.110	SSA	0.942	6.84	3HA14+3HA14	9.24
8 ^{eme}	113.751	0.116	SSA	0.938	7.21	3HA14+3HA14	9.24
7 ^{eme}	123.605	0.126	SSA	0.932	7.89	3HA14+3HA14	9.24
6 ^{eme}	132.263	0.136	SSA	0.927	8.49	3HA14+3HA14	9.24
5 ^{eme}	133.051	0.136	SSA	0.927	8.54	3HA14+3HA14	9.24
4 ^{eme}	130.131	0.133	SSA	0.929	8.34	3HA14+3HA14	9.24
3 ^{eme}	127.768	0.130	SSA	0.930	8.17	3HA14+3HA14	9.24
2 ^{eme}	119.009	0.121	SSA	0.935	7.57	3HA14+3HA14	9.24
1 ^{er}	96.267	0.098	SSA	0.948	6.04	3HA14+3HA14	9.24
RDC	60.722	0.062	SSA	0.968	3.73	3HA14+3HA14	9.24

2. Les poutres secondaires (30x35) :

En travée : Tableau VIII.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU

Niveau	$M_{\max}$ (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
11 ^{eme}	38.012	0.087	SSA	0.954	3.57	3HA14	4.62
10 ^{eme}	45.244	0.103	SSA	0.946	4.29	3HA14	4.62
9 ^{eme}	42.473	0.097	SSA	0.948	4.02	3HA14	4.62
8 ^{eme}	39.482	0.090	SSA	0.953	3.72	3HA14	4.62
7 ^{eme}	38.137	0.087	SSA	0.954	3.58	3HA14	4.62
6 ^{eme}	36.636	0.084	SSA	0.956	3.44	3HA14	4.62
5 ^{eme}	32.09	0.073	SSA	0.963	2.99	3HA14	4.62
4 ^{eme}	26.93	0.061	SSA	0.969	2.49	3HA14	4.62
3 ^{eme}	22.185	0.050	SSA	0.974	2.04	3HA14	4.62
2 ^{eme}	17.744	0.040	SSA	0.980	1.62	3HA14	4.62
1 ^{er}	12.258	0.028	SSA	0.986	1.11	3HA14	4.62
RDC	6.684	0.015	SSA	0.992	0.60	3HA14	4.62

Aux appuis : Tableau VIII.I.4 Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E)

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s cal (cm ²)	Ferrailage	Aadop (cm ²)
11 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	68.954	0.121	SSA	0.936	5.75	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	67.512	0.118	SSA	0.937	5.62	3HA14+3HA14	9.24
10 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	77.47	0.136	SSA	0.927	6.52	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	76.073	0.134	SSA	0.928	6.40	3HA14+3HA14	9.24
9 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	82.209	0.144	SSA	0.922	6.96	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	81.005	0.142	SSA	0.923	6.85	3HA14+3HA14	9.24
8 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	87.578	0.154	SSA	0.916	7.46	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	86.544	0.152	SSA	0.917	7.37	3HA14+3HA14	9.24
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	90.28	0.159	SSA	0.914	7.71	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	89.444	0.157	SSA	0.915	7.63	3HA14+3HA14	9.24
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	93.388	0.164	SSA	0.910	8.01	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	92.662	0.163	SSA	0.911	7.94	3HA14+3HA14	9.24
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	93.848	0.165	SSA	0.909	8.06	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	93.25	0.164	SSA	0.910	8.00	3HA14+3HA14	9.24
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	91.321	0.160	SSA	0.912	7.82	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	90.834	0.160	SSA	0.912	7.78	3HA14+3HA14	9.24
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	82.799	0.145	SSA	0.922	7.01	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	82.447	0.145	SSA	0.922	6.98	3HA14+3HA14	9.24
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	73.391	0.129	SSA	0.930	6.16	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	73.110	0.128	SSA	0.931	6.13	3HA14+3HA14	9.24
1 ^{er}	Nappe sup (G+Q±E)	57.713	0.101	SSA	0.947	4.76	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	57.528	0.101	SSA	0.947	4.76	3HA14+3HA14	9.24
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	35.053	0.061	SSA	0.969	2.82	3HA14+3HA14	9.24
	Nappe inf (0,8G±E)	34.962	0.061	SSA	0.969	2.82	3HA14+3HA14	9.24

VIII.1.2 Vérifications à L'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (30×45) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 < 6,88 \text{ cm}^2$

⇒ vérifiée

- Poutres secondaires de (30×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 < 4,52 \text{ cm}^2$

⇒ vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{122,61 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,42} = 0,973 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{93,848 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,977 \text{ MPa.}$

C) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 0,973 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.
- Poutres secondaires $\tau_u = 0,977 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant à droite l'appui étant normalement positif, si on a : $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Poutres principales : } 122.61 - \frac{74.288}{0,9 \times 0,42} = -73.91 < 0 \\ \text{- Poutres secondaires : } 93.848 - \frac{38.012}{0,9 \times 0,32} = -38.138 < 0 \end{array} \right\} \text{ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{- Poutres principales : } T_u = 122.61 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 42 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 756 \text{ kN}.$$

$$\text{- Poutres secondaires : } T_u = 93.848 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 576 \text{ kN}.$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{122.61 \times 10^3}{0,9 \times 420 \times (6 \times 14) \times \pi} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{93.848 \times 10^3}{0,9 \times 32 \times (6 \times 14) \times \pi} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T_{12} : $l_s = 42,32\text{cm}$

Pour les T_{14} : $l_s = 49,39\text{cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16,92\text{cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75\text{cm}$.

g) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,28 ; 1,2 ; 3)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}$

h) Calcul des espacements :

• Poutre principale : (30x45)

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \left\{ \min 11,25 ; 12 \right\} \quad S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 22,5\text{cm} \quad S_t = 20\text{cm}$

• Poutre secondaire : (30x35)

Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \left\{ \min 8,75 ; 12 \right\} \quad S_t = 8\text{cm}$

Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 17,50\text{cm} \quad S_t = 20\text{cm}$

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 51 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$: poutre secondaires.

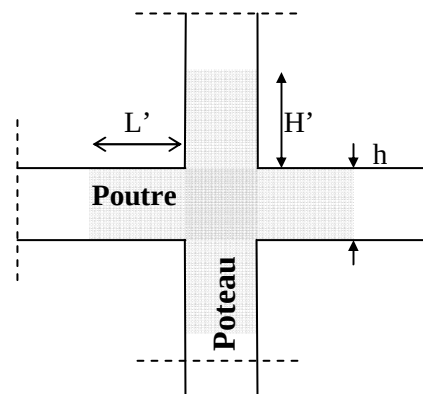


Fig.VII.1 : Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

Poutre principale : (30x45)

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire : (30x35)

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée à } \checkmark$$

VIII.1.3 Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$. Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutre principale

En travées : Tableau VIII.1.5 : Vérification du ferrailage à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	54.224	6.88	0.546	0.890	30.45	210.84	6.92	15	vérifiée
10	49.114	6.88	0.546	0.890	30.45	190.97	6.27	15	vérifiée
9	48.443	6.88	0.546	0.890	30.45	188.36	6.18	15	vérifiée
8	46.939	6.88	0.546	0.890	30.45	182.52	5.99	15	vérifiée
7	43.594	6.88	0.546	0.890	30.45	169.51	5.56	15	vérifiée
6	40.964	6.88	0.546	0.890	30.45	159.28	5.23	15	vérifiée
5	39.049	6.88	0.546	0.890	30.45	116.84	3.83	15	vérifiée
4	37.682	6.88	0.546	0.890	30.45	146.52	4.81	15	vérifiée
3	34.975	6.88	0.546	0.890	30.45	135.99	4.46	15	vérifiée
2	33.008	6.88	0.546	0.890	30.45	128.35	4.21	15	vérifiée
1	31.594	6.88	0.546	0.890	30.45	122.85	4.03	15	vérifiée
RDC	30.674	6.88	0.546	0.890	30.45	119.27	3.91	15	vérifiée

Aux appuis : Tableau VIII.1.6 : Vérification du ferrailage à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	77.424	9.24	0.733	0.876	25.32	227.75	8.99	15	vérifiée
10	90.572	9.24	0.733	0.876	25.32	266.42	10.52	15	vérifiée
9	86.189	9.24	0.733	0.876	25.32	253.53	10.01	15	vérifiée
8	83.44	9.24	0.733	0.876	25.32	245.44	9.69	15	vérifiée
7	80.727	9.24	0.733	0.876	25.32	237.46	9.37	15	vérifiée
6	79.871	9.24	0.733	0.876	25.32	234.94	9.28	15	vérifiée
5	75.54	9.24	0.733	0.876	25.32	222.20	8.77	15	vérifiée
4	70.47	9.24	0.733	0.876	25.32	207.29	8.18	15	vérifiée
3	64.527	9.24	0.733	0.876	25.32	189.81	7.49	15	vérifiée
2	60.822	9.24	0.733	0.876	25.32	178.91	7.06	15	vérifiée
1	55.044	9.24	0.733	0.876	25.32	161.91	6.39	15	vérifiée
RDC	48.073	9.24	0.733	0.876	25.32	141.41	5.58	15	vérifiée

Poutres secondaires

En travée : Tableau VIII.1.7 Vérification du ferrailage à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
11	27.643	4.62	0.470	0.896	33.08	213.31	6.44	15	vérifiée
10	32.906	4.62	0.470	0.896	33.08	253.92	7.67	15	vérifiée
9	30.883	4.62	0.470	0.896	33.08	238.31	7.70	15	vérifiée
8	28.701	4.62	0.470	0.896	33.08	221.47	6.69	15	vérifiée
7	27.721	4.62	0.470	0.896	33.08	213.91	6.46	15	vérifiée
6	26.627	4.62	0.470	0.896	33.08	205.47	6.21	15	vérifiée
5	23.317	4.62	0.470	0.896	33.08	179.92	5.43	15	vérifiée
4	19.56	4.62	0.470	0.896	33.08	150.93	4.56	15	vérifiée
3	16.107	4.62	0.470	0.896	33.08	124.29	3.75	15	vérifiée
2	12.877	4.62	0.470	0.896	33.08	99.36	3.00	15	vérifiée
1	8.886	4.62	0.470	0.896	33.08	68.57	2.07	15	vérifiée
RDC	4.841	4.52	0.470	0.896	33.08	37.36	1.13	15	vérifiée

Aux appuis : Tableau VIII.1.8 Vérification du ferraillage à l'ELS

Niveau	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs.
11	48.641	9.24	0.962	0.862	21.23	190.84	8.98	15	vérifiée
10	51.652	9.24	0.962	0.862	21.23	202.66	9.54	15	vérifiée
9	50.53	9.24	0.962	0.862	21.23	198.25	9.33	15	vérifiée
8	47.946	9.24	0.962	0.862	21.23	188.12	8.86	15	vérifiée
7	45.22	9.24	0.962	0.862	21.23	177.42	8.35	15	vérifiée
6	44.552	9.24	0.962	0.862	21.23	174.80	8.23	15	vérifiée
5	40.525	9.24	0.962	0.862	21.23	159.00	7.48	15	vérifiée
4	35.257	9.24	0.962	0.862	21.23	138.33	6.51	15	vérifiée
3	28.792	9.24	0.962	0.862	21.23	112.96	5.32	15	vérifiée
2	25.955	9.24	0.962	0.862	21.23	101.83	4.79	15	vérifiée
1	19.42	9.24	0.962	0.862	21.23	76.20	3.58	15	vérifiée
RDC	10.584	9.24	0.962	0.862	21.23	41.53	1.96	15	vérifiée

c) **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible, pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VIII.1.4 Vérification de la flèche :

• **Sens des poutres principale :**

La flèche admissible :
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510\text{cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 1.02\text{cm}$$

• **Sens des poutres secondaire**

La flèche admissible :
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355\text{cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0.71\text{cm}$$

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$$

avec L : portée de la console

E_v : module de déformation longitudinal différée (E_v = 10818 .86 MPa)

Avec : EV=3700(f_{cj})^{1/3}

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

Poutres principale :

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 45 + 15 \times 6.88$$

$$B_0 = 1453.20 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (45)^2}{2} + 15 \times 42 \times 6.88$$

$$S_x = 36162.60 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{36162.60}{1453.20} \rightarrow V_1 = 24.88 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 45 - 24.88 \rightarrow V_2 = 20.12 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(24.88)^3 + (20.12)^3] + 15 \times 6.88 \times (20.12 - 3)^2$$

$$I_0 = 538103.98 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.88}{30 \times 42} \rightarrow \rho = 0,0054$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0054 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 1.55$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0054 \times 210.84 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,55$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 538103.98}{1 + 1.55 \times 0.55} \rightarrow I_{fv} = 318233.53 \text{ cm}^4$$

$$d' \text{ ou } : f_v = \frac{54.224 \times 100 \cdot (510)^2}{10 \times 10818.86 \times 1000 \times 318233.53 \times 0.0001} \rightarrow f_v = 0,409 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1.9 Vérification de la flèche dans les poutres principale

Niveau	M _s (KN m)	$\bar{\sigma}_s$	f _v	F	obs
11	54.224	210.84	0.40	1.02	vérifier
10	49.114	190.97	0.38	1.02	vérifier
9	48.443	188.36	0.37	1.02	vérifier
8	46.939	182.52	0.36	1.02	vérifier
7	43.594	169.51	0.35	1.02	vérifier
6	40.964	159.28	0.33	1.02	vérifier
5	39.049	116.84	0.32	1.02	vérifier
4	37.682	146.52	0.31	1.02	vérifier
3	34.975	135.99	0.30	1.02	vérifier
2	33.008	128.35	0.29	1.02	vérifier
1	31.594	122.85	0.28	1.02	vérifier
RDC	30.674	119.27	0.27	1.02	vérifier

Poutres secondaire

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \times 35 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 1119.30 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \times (35)^2}{2} + 15 \times 32 \times 4.62$$

$$S_x = 20592.60 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{20592.60}{1119.30} \rightarrow V_1 = 18,39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,39 \rightarrow V_2 = 16,60 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(18,39)^3 + (16,60)^3] + 15 \times 4.62 \times (16,60 - 3)^2$$

$$I_0 = 238153.76 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 32} \rightarrow \rho = 0,0048$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0048 \left(2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 1.75$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0048 \times 253.92 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,52$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 238153.76}{1 + 1.75 \times 0,52} \rightarrow I_{fv} = 145538.40 \text{ cm}^4$$

$$d'ou : f_v = \frac{32.906 \times 100. (355)^2}{10 \times 10818.86 \times 1000 \times 145538.40 \times 0.0001} \rightarrow f_v = 0,26 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1.10 Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Niveau	M _s (KN m)	δs	fv	F	obs
11	32.906	253.92	0.26	0.71	vérifier
10	27.643	213.31	0.25	0.71	vérifier
9	30.883	238.31	0.26	0.71	vérifier
8	28.701	221.47	0.25	0.71	vérifier
7	27.721	213.91	0.25	0.71	vérifier
6	26.627	205.47	0.24	0.71	vérifier
5	23.317	179.92	0.23	0.71	vérifier
4	19.56	150.93	0.22	0.71	vérifier
3	16.107	124.29	0.22	0.71	vérifier
2	12.877	99.36	0.21	0.71	vérifier
1	8.886	68.57	0.21	0.71	vérifier
RDC	4.841	37.36	0.20	0.71	vérifier

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ 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.

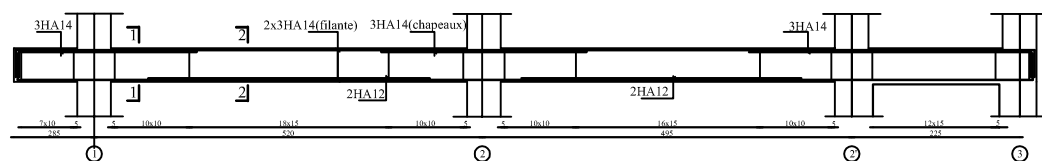
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Le ferraillage des poutres sera récapitulé dans le tableau suivant :

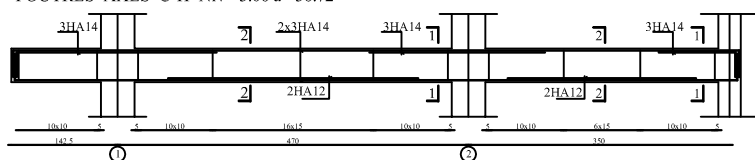
	Armature longitudinale		Armature transversale	
	Travée	Appuis	Zone courante	Zone nodal
Poutres principale	3HA14+2HA12	3HA14+3HA14	Cad+etr T8	Cad+etr T8
Poutres secondaire	3HA14	3HA14+3HA14	Cad+etr T8	Cad+etr T8

POUTRES PRINCIPALES (30x45)

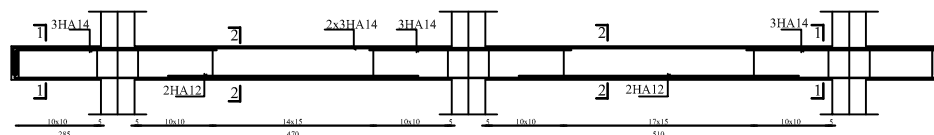
POUTRES AXES E et F Niv +3.06 à +36.72



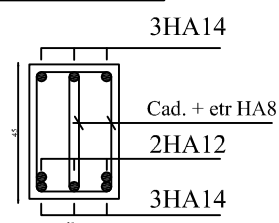
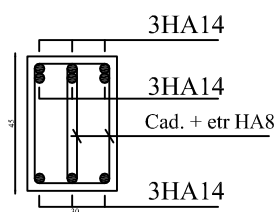
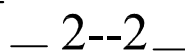
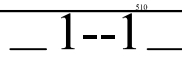
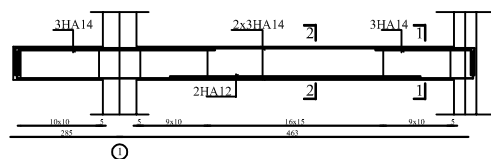
POUTRES AXES C-H Niv +3.06 à +36.72



POUTRES AXES B-I-J-A Niv +3.06 à +36.72



POUTRES AXES D-G Niv +3.06 à +36.72



Republique Algerienne Democratique et Populaire

Etudié par	Melle : MOULAHCENE SAMIA Melle : KHELIFI FATMA
------------	---

Dirigé par	Mr : MANSOURI A
------------	-----------------

PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU

TITRE : FERRAILLE DES POUTRES PRICIPALES

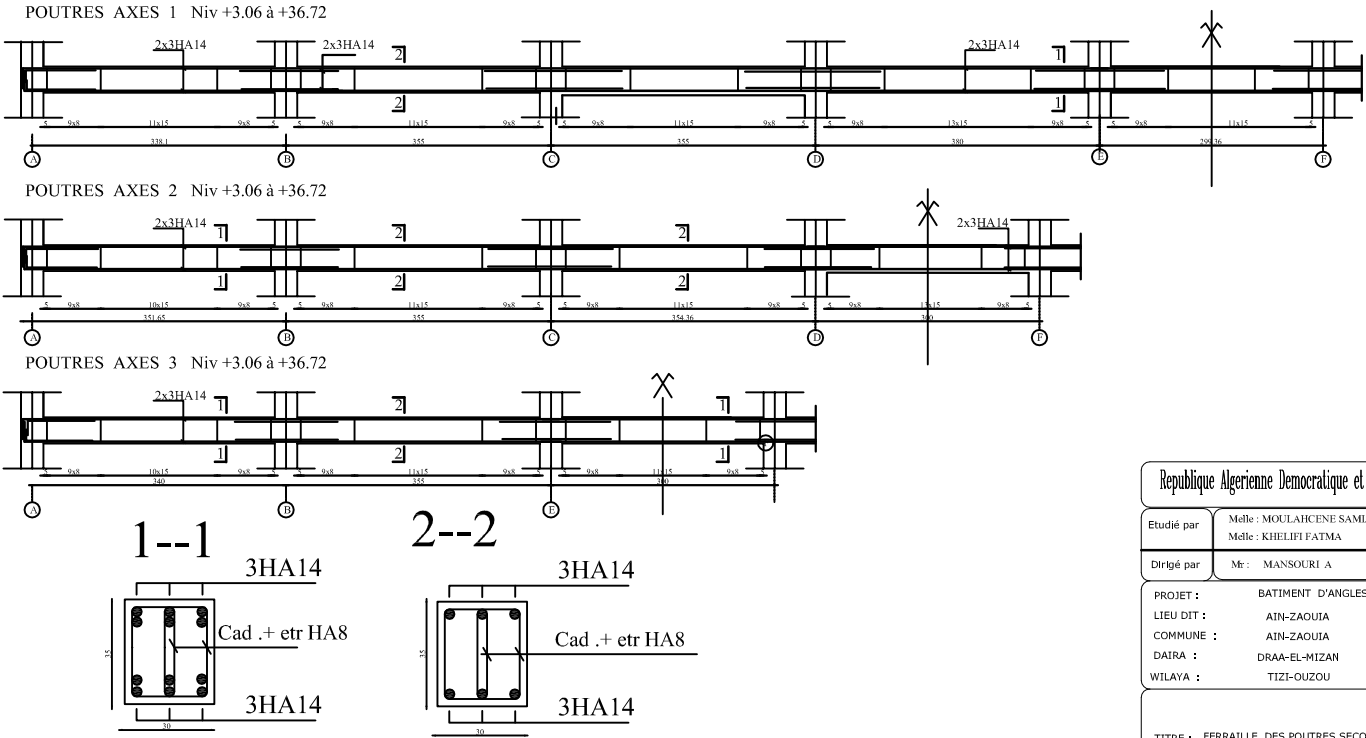
ECHELLE

1/50

DATE _____

SEP 2014

POUTRES SECONDAIRES (30x35)



Republique Algerienne Democratique et Populaire	
Etudié par	Melle : MOULAHICENE SAMIA Melle : KHELIFI FATMA
Dirigé par	Mr : MANSOURI A
PROJET :	BATIMENT D'ANGLES
LIEU DIT :	AIN-ZAOUIA
COMMUNE :	AIN-ZAOUIA
DAIRA :	DRAA-EL-MIZAN
WILAYA :	TIZI-OUZOU
TITRE : FERRAILLE DES POUTRES SECONDAIRES	
ECHELLE	1/50
DATE	SEP 2014

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC au 3^{ème} étage
- **Zone II** : 4^{ème} étage au 7^{ème} étage
- **Zone III** : 8^{ème} étage au 11^{ème} étage

IX.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} 0.8G + E \\ G + Q + E \end{cases}$$

IX.2 Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{V_{voile}}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

he : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

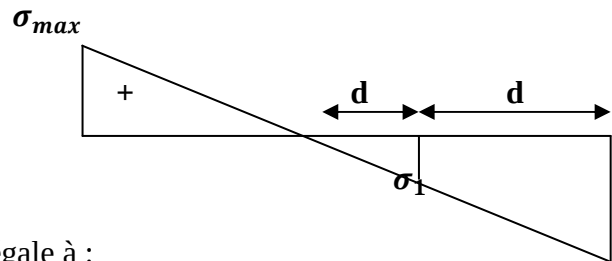
L t : longueur tendue avec $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues:

a) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d.e$$



La section d'armatures verticales d'une SPC est égale à :

σ_{min}

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

e : épaisseur du voile

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) :

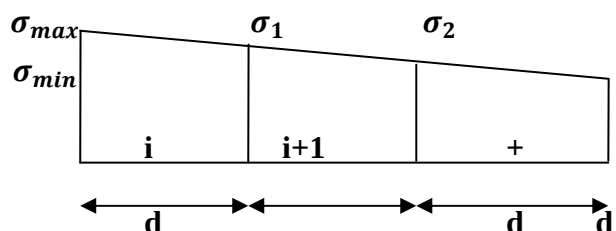
$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MP}$$

b) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$



Avec : La section d'armatures verticales d'une SEC est égale à :

$$A_v = \frac{N_{i+} \beta f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du tronçon considéré.

σ_s : Contrainte dans les aciers.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Section entièrement tendue :

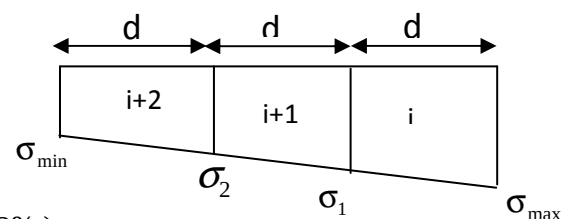
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d.e$$

La section d'armatures verticales d'une SET est égale à :

σ : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2 \text{ ‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$



IX.2.1 Armatures minimales :

a) Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

B : section du béton comprimé

b) Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

c) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

g) Exigences de RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

IX.2.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B: section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

IX.2.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

IX.2.4 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant 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

.

IX.2.5 Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est 4HA10

IX.2.6 Dispositions constructives :**a) Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

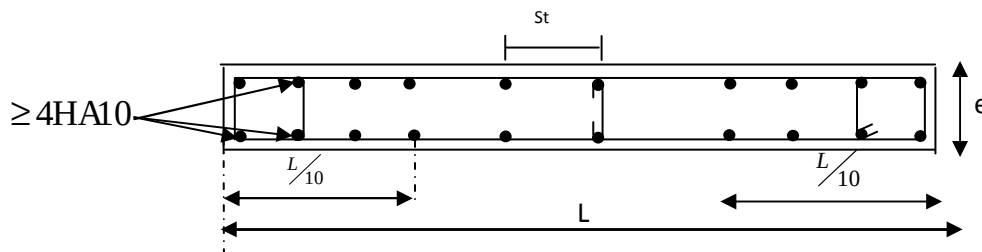


Fig. IX.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : (Art 7.7.4.3 RPA 2003)

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

c) Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

IX.2.7 Vérification :**➤ Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Map}$$

Avec : N_s : Effort normal applique

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

a) Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Avec : d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

IX.3 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VT 1 de la zone 1 :

$L = 2.3 \text{ m}$, $e = 20 \text{ cm}$

$B = 0.46 \text{ m}^2$

$\sigma_{max} = 5452.87 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = -5452.87 \text{ KN/m}^2$

$L_c = 1.15 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$L_c = 1.15 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1.15 \text{ m}$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.15 \right) = 0.77 \text{ m}$

Soit : $d_1 = 0.575 \text{ m}$ donc : $d_2 = 0.575 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max} (L_t - d)}{L_t} = \frac{5452.87 (1.15 - 0.575)}{1.15} = 2726.435 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{5452.87 + 2726.435}{2} \times 0.575 \times 0.2 = 470.3 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{2726.435}{2} \times 0.575 \times 0.2 = 156.77 \text{ KN}$$

a) Armatures verticales :**-1^{ere} bande : d1=0.575m**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{470.3}{40} = 11.75 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande : d2=0.575m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{156.77}{40} = 3.92 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\} = (6.04 \text{ cm}^2 ; 1.725 \text{ cm}^2)$$

Tell que : B = d x e**-1^{ere} bande : d1=0.575m**

$$A_{1\min} = \max (6.04 \text{ cm}^2 ; 1.725 \text{ cm}^2) = 6.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 6.04 \text{ cm}^2$$

2^{eme} bande : d2=0.575m

$$A_{1\min} = \max (6.04 \text{ cm}^2 ; 1.725 \text{ cm}^2) = 6.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est : $A_v = 20.08 \text{ cm}^2$ Soit : 10HA16 cm $A_v = 20.08 \text{ cm}^2$ / bande $\Rightarrow$ 5 HA16 = 10.04 cm²/ nappe St= 18 cm.**c) Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_v = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = \frac{20.08}{4} = 5.02 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\% B = 6.9 \text{ cm}^2$

Soit : 10 HA10 = 7.85 cm²/mlSoit : 5HA10 = 3.925 cm²/nappe **avec** : St=12 cm**d) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

e) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 279.79 \times 10}{400} = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 10.77 \text{ cm}^2$$

f) Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.70 + \frac{10.77}{4} = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3.92 + \frac{10.77}{4} = 6.61 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 12HA14 = 18.48 cm²/d1 soit: 6HA14 /nappe avec espacement de 10 cm

2^{ème} bande : 12HA12 = 13.56 cm²/d2 soit: 6HA12/nappe avec espacement de 10 cm

g) Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91: $\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{279.79 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 0.676 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \text{ (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.676 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 279.791 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2300} = 0.946 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.946 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

h) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{-859.25 \times 10^3}{200 \times 2300 + 15 \times 5490} = -1.72 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

N.B : Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Tableau IX.1 : Ferrailage des voiles transversale (VT_{1'} ; VT_{2'})

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.3	2.325	2.35
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.46	0.465	0.47
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]		5452.87	2368.27	1431.52
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]		-5452.87	-2982.83	-1687.76
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		279.79	181.63	119.25
	L _t (m)		1.15	1.30	1.27
	L _c (m)		1.15	1.03	1.08
	d (m)		0.575	0.648	0.636
	σ_1 [KN/m²]		2726.435	1491.415	843.880
	N (kN)	N ₁	470.31	289.93	160.95
		N ₂	156.770	96.644	53.651
	A _v (cm²)	A _{v1}	11.76	7.25	4.02
		A _{v2}	3.92	2.42	1.34
	A _{vi} (cm²)		10.77	6.99	4.59
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14.45	9.00	5.17
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.61	4.16	2.49
	A _{min} (cm²)		6.04	6.80	6.68
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	18.47	12.32	6.79
		Bonde 2	9.05	6.79	4.52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2x6HA12	2X6HA10
		Bonde 2	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	14	14	14
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.45	3.49	3.53
	A _H /nappe (cm²)		4.62	3.08	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA10	10HA10	10HA10
	ep =12cm		A=7..85cm²	A=7.85cm²	A=7.85cm²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0.676	0.434	0.282
		τ_b (MPa)	0.946	0.608	0.395
	ELS	N _s (kN)	-859.25	-485.15	-73.06
σ_b (MPa)		-1.72	-0.98	-0.15	

Tableau IX.2 : Ferrailage des voiles transversales (VT_{6'})

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.36	0.36	0.36
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4023.25	3274.55	3508.03
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-4802.37	-4378.35	-3673.94
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	168.81	164.18	142.31
	L _t (m)	0.98	1.03	0.92
	L _c (m)	0.82	0.77	0.88
	d (m)	0.490	0.515	0.460
	σ_1 [KN/m ²]	2401.185	2189.175	1836.970
	N (kN)	N ₁	352.78	338.17
		N ₂	117.592	112.722
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.82	8.45
		A _{v2}	2.94	2.82
	A _{vi} (cm ²)		6.50	6.32
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.44	10.03
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4.56	4.40
	A _{min} (cm ²)		5.14	5.41
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13.57	13.57
		Bonde 2	6.79	6.79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X5HA14	2X5HA14
		Bonde 2	2X4HA12	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12	12
		Bonde 2	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.70	2.70
	A _H /nappe (cm ²)		3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.521	0.507
		τ_b (MPa)	0.729	0.709
	ELS	N _s (kN)	-946.68	-580.33
		σ_b (MPa)	-2.42	-1.49

Tableau IX.3 : Ferrailage des voiles transversales (VT_{3'} ; VT_{5'})

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.9	0.9	0.9
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.18	0.18	0.18
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	6685.98	4116.71	4934.86
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6685.98	-5974.71	-6226.29
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	433.63	367.35	215
	L _t (m)	0.45	0.53	0.50
	L _c (m)	0.45	0.37	0.40
	d (m)	0.225	0.266	0.251
	σ_1 [KN/m ²]	3342.990	2987.355	3113.145
	N (kN)	N ₁	225.65	238.77
		N ₂	75.217	79.591
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.64	5.97
		A _{v2}	1.88	1.99
	A _{vi} (cm ²)		16.69	14.14
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9.81	9.51
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.05	5.53
	A _{min} (cm ²)		2.36	2.80
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	12.32
		Bonde 2	9.05	9.05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2X5HA14
		Bonde 2	2X3HA14	2X3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	12	12
		Bonde 2	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.35	1.35
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
	ep =12cm		A=3.14cm ²	A=3.14cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2.677	2.268
		τ_b (MPa)	3.747	3.175
	ELS	N _s (kN)	-585.76	331.5
		σ_b (MPa)	-2.76	1.56

Tableau IX.4 : Ferrailage des voiles transversales (VT_{4'})

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.98	0.98	0.98
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.196	0.196	0.196
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	6922.94	4548.11	5273.42
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-7956.58	-6704.48	-6735.6
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	372.26	270.44	178.15
	L _t (m)	0.52	0.58	0.55
	L _c (m)	0.46	0.40	0.43
	d (m)	0.262	0.292	0.275
	σ_1 [KN/m ²]	3978.290	3352.240	3367.800
	N (kN)	N ₁	312.72	293.61
		N ₂	104.239	97.869
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.82	7.34
		A _{v2}	2.61	2.45
	A _{vi} (cm ²)		14.33	10.41
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11.40	9.94
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.19	5.05
	A _{min} (cm ²)		2.75	3.07
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.32	12.32
		Bonde 2	9.05	9.05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X4HA14	2X4HA14
		Bonde 2	2X4HA12	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14	14
		Bonde 2	10	10
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.47	1.47
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	3.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
	ep =15cm		A=3.14cm ²	A=3.14cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2.110	1.533
		τ_b (MPa)	2.954	2.146
	ELS	N _s (kN)	-1315.4	-797.39
		σ_b (MPa)	-5.77	-3.50

Tableau IX.5: Ferrailage des voiles longitudinales (VT₁ ; VT₂)

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,3	2,325	2,35
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,46	0,465	0,47
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	5518,76	2382,07	1445,62
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5518,76	-3028,95	-1736,62
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	282,65	182,44	120,6
	L _t (m)	1,15	1,30	1,28
	L _c (m)	1,15	1,02	1,07
	d (m)	0,575	0,651	0,641
	σ_1 [KN/m ²]	2759,380	1514,475	868,310
	N (kN)	N ₁	475,99	295,66
		N ₂	158,664	98,553
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11,90	7,39
		A _{v2}	3,97	2,46
	A _{vi} (cm ²)		10,88	7,02
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	14,62	9,15
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,69	4,22
	A _{min} (cm ²)		6,04	6,83
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,47	12,32
		Bonde 2	9,05	6,79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6 HA14	2x6HA12
		Bonde 2	2X4 HA14	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	20cm	20cm
		Bonde 2	25cm	25cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,45	3,49
	A _H /nappe (cm ²)		4,62	3,08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10
	ep =12cm		A=7,85cm ²	A=7,85cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,683	0,436
		τ_b (MPa)	0,956	0,610
	ELS	N _s (kN)	-885,92	-503,25
		σ_b (MPa)	-1,77	-1,02

Tableau IX.6 : Ferrailage des voiles longitudinales (VT₆)

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,36	0,36	0,36
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	4197,44	3404,33	3583,38
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5058,98	-4378,35	-4037,67
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	167,68	155,02	132,92
	L _t (m)	0,98	1,01	0,95
	L _c (m)	0,82	0,79	0,85
	d (m)	0,492	0,506	0,477
	σ_1 [KN/m ²]	2529,490	2189,175	2018,835
	N (kN)	N ₁	373,26	332,53
		N ₂	124,421	110,842
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,33	8,31
		A _{v2}	3,11	2,77
	A _{vi} (cm ²)		6,46	5,97
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10,95	10,45
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4,72	4,26
	A _{min} (cm ²)		5,16	5,32
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13,57	13,57
		Bonde 2	6,79	6,79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2x5HA14
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	12cm	12cm
		Bonde 2	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,70	2,70
	A _H /nappe (cm ²)		3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10
	ep =16cm		A=4,71cm ²	A=4,71cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,518	0,478
		τ_b (MPa)	0,725	0,670
	ELS	N _s (kN)	-1005,64	-624,62
		σ_b (MPa)	-2,57	-1,60

Tableau IX.7 : Ferrailage des voiles longitudinale (VT₃ ; VT₅)

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,9	0,9	0,9
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,18	0,18	0,18
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	6677,41	4118,22	4854,22
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6677,41	-5989,69	-6176,72
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	434,29	370,06	96,38
	L _t (m)	0,45	0,53	0,50
	L _c (m)	0,45	0,37	0,40
	d (m)	0,225	0,267	0,252
	σ_1 [KN/m ²]	3338,705	2994,845	3088,360
	N (kN)	N ₁	225,36	239,58
		N ₂	75,121	79,860
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,63	5,99
		A _{v2}	1,88	2,00
	A _{vi} (cm ²)		16,72	14,25
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9,81	9,55
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,06	5,56
	A _{min} (cm ²)		2,36	2,80
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12,32	12,32
		Bonde 2	9,05	9,05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA14	2x5HA14
		Bonde 2	2x3HA14	2x3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	12cm	12cm
		Bonde 2	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,35	1,35
	A _H /nappe (cm ²)		3,08	3,08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	ep =12cm		A=3,14cm ²	A=3,14cm ²
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2,681	2,284
		τ_b (MPa)	3,753	3,198
	ELS	N _s (kN)	-578,09	-325,78
		σ_b (MPa)	-2,73	-1,54

Tableau IX.8 : Ferrailage des voiles longitudinales (VT₄)

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,98	0,98	0,98
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,196	0,196	0,196
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	6845,73	4328,89	4811,28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-7799,46	-6324,13	-6220,08
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	391,76	290,32	178,87
	L _t (m)	0,52	0,58	0,55
	L _c (m)	0,46	0,40	0,43
	d (m)	0,261	0,291	0,276
	σ_1 [KN/m ²]	3899,730	3162,065	3110,040
	N (kN)	N ₁	305,30	275,94
		N ₂	101,765	91,980
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,63	6,90
		A _{v2}	2,54	2,30
	A _{vi} (cm ²)		15,08	11,18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11,40	9,69
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6,31	5,09
	A _{min} (cm ²)		2,74	3,05
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12,32	12,32
		Bonde 2	9,05	9,05
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA14	2x4HA14
		Bonde 2	2x4HA12	2x4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14cm	14cm
		Bonde 2	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,47	1,47
	A _H /nappe (cm ²)		3,08	3,08
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
	ep =15cm		A=3,14cm ²	A=3,14cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2,221	1,646
		τ_b (MPa)	3,109	2,304
	ELS	N _s (kN)	-578,09	-778,35
		σ_b (MPa)	-2,53	-3,41

IX.4 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments de l'ouvrage reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leurs extrémités.

Les linteaux sont calculés en flexion simple. Dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

IX.4.1 Méthode de calcul .

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA99 en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures calculées aux maximales données par les règles de BAEL 91.

- **contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad \bar{V} = 1,4 T$$

b_0 : Epaisseur du linteau.

d : Hauteur utile $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute

- **Ferraillages des linteaux :**

- **Premier cas :** $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

Les linteaux sont sollicités en flexion simple et seront ferraillés avec :

- Des armatures longitudinales de flexion (A_l)
- Des armatures transversales (A_t)
- Des armatures en partie courante (aciers de peau) (A_c)

- a) **Armatures longitudinales :**

Les aciers longitudinaux intérieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2.C$

h : est la hauteur totale du linteau

C : est la distance d'enrobage

M : Moment dû à l'effort tranchant

b) Armatures transversales :

➤ **1^{er} cas** : linteaux long $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} > 1\right)$

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec

S : Espacement des cours d'armatures transversales

A_t : Section d'un court d'armature

V : Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

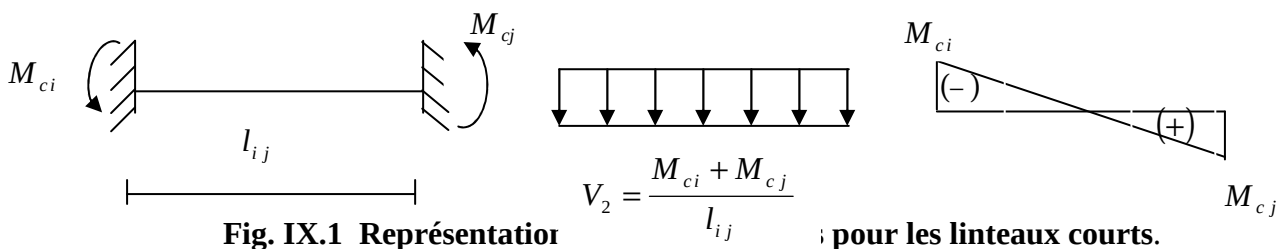
➤ **2^{ème} cas** : linteaux court $\left(\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1\right)$

On doit avoir
$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Avec : $V = \min(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2V' \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci}, M_{cj} : Moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .



➤ **Deuxième cas** : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire.

Les efforts sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_d) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h.2c}{l} \quad V = V \text{ calcule'}$$

- **Ferrailage minimal :** Art.7.7.3.3. RPA99/VERSION 2003

♦ Armatures longitudinales

***RPA2003**

$$\left(A_l A_l' \right) \geq 0.0015 bh$$

***BAEL**

$$A_t \geq \{0.23 f_{t28} \cdot e \cdot (h-c)\} / 400$$

♦ Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \quad A_t \geq 0,0015.b.s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} \quad A_t > 0,0025.b.s$$

♦ Armatures en section courante (armatures de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à :

$$A_C \leq 0.002.e.h$$

♦ Armature diagonales :

$$A_D = \frac{V}{2.f_e \cdot \sin \alpha}$$

♦ Espacement minimal :

$$S_{max} = \frac{h}{2}$$

♦ Longueur d'ancrage : $l_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$

IX.4.2 Exemple de calcul des linteaux :

$$h=0.96\text{m}, e=0.20\text{m}, l=1.20\text{m}, V_U = 391.79\text{kN}$$

Soit le linteau du voile (VL4), zone I

♦ Contrainte limite de cisaillement :

$$\bar{V} = 1,4X = KN$$

$$d=0.9h = 0.9 \times 0.96 = 0.864\text{m}$$

$$\tau_b = \frac{548.506 \times 10^3}{(0.20 \times 0.864) 10^6} < 0.20 \times 25$$

$$\tau_b = 3.17 < 5 MP_a$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 MP_a \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

♦ Armatures longitudinales***RPA2003**

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} = 1.5 MP_a \Rightarrow$$

$$A_t \geq 0.0015 \times 20 \times 96 = 2.88 \text{cm}^2$$

***BAEL**

$$A_t \geq 0.23 \times 2.1 \times 20 \times (96 - 3) / 400 = 2.24 \text{cm}^2$$

$$A_L = A_L' = 2.88 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } 2\text{HA14} = 3.08 \text{cm}^2$$

♦ Armatures transversales :

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \quad d'où \quad A_t > 0.0025 \times 20 \times 25 = 1.25 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit HA14} = 1.54 \text{cm}^2$$

♦ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 96 = 3.84 \text{cm}^2$$

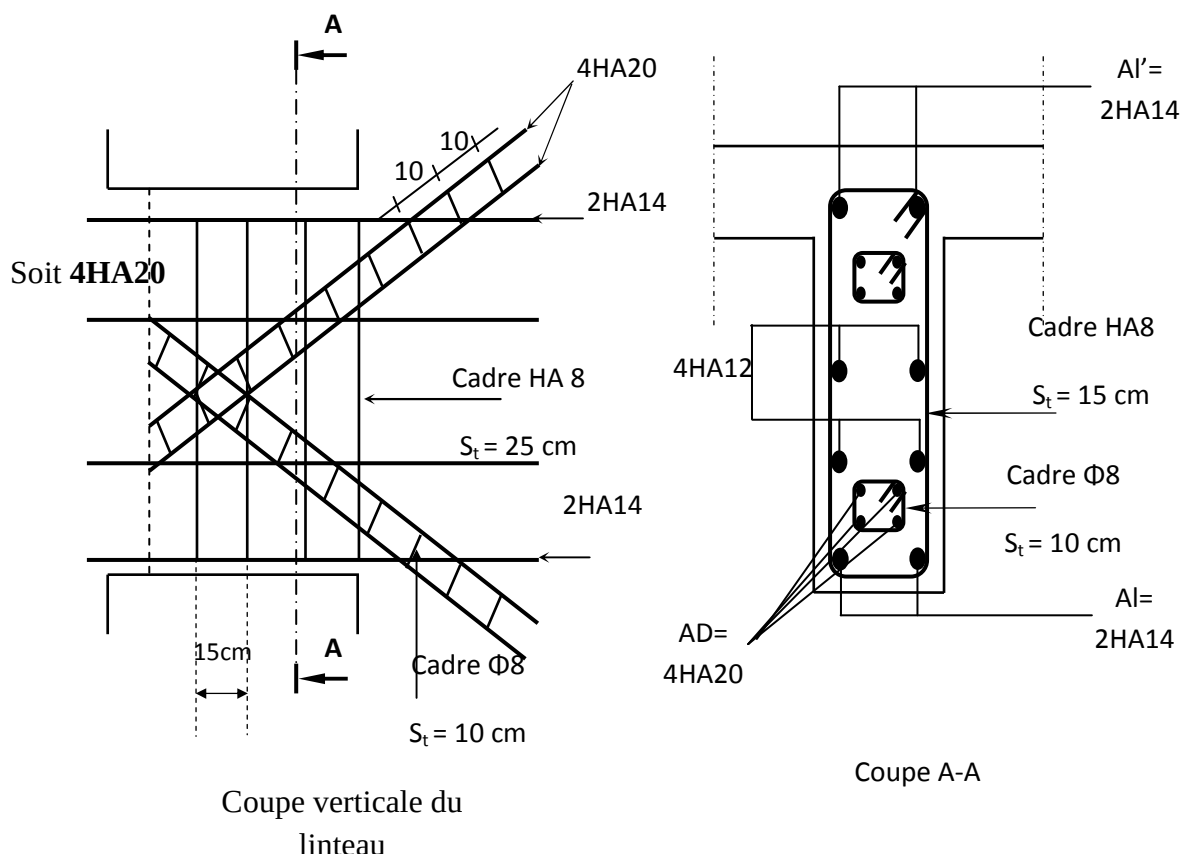
$$\text{Choix : } 4\text{HA12. (e = 15cm)}$$

$$\text{♦ Longueur d'ancrage : } l_c \geq \frac{96}{4} + 50 \times 1.2 = 84 \text{cm.} \quad l_c = 90 \text{cm.}$$

♦ Armatures diagonales :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h.2c}{l} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{96 - 2 \times 3}{100} = 0,75 \Rightarrow \alpha = 36,86^\circ$$

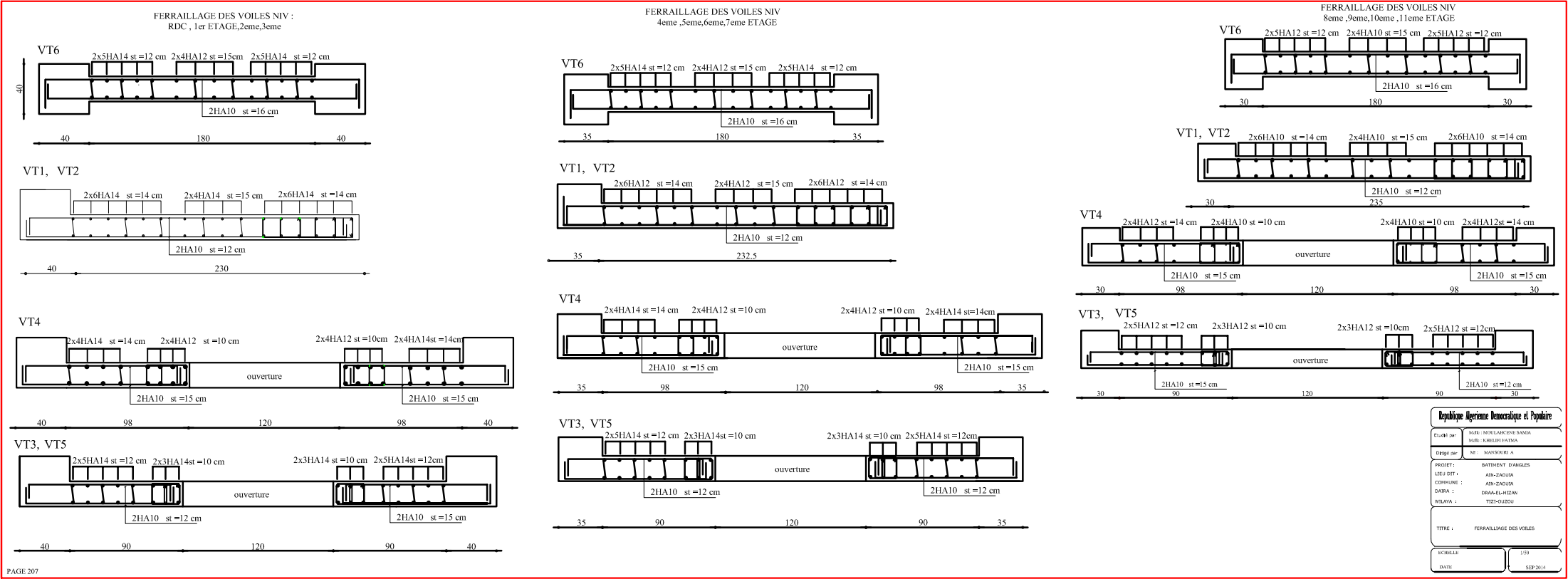
$$A_D = \frac{391.79.10}{2 \times 400 \times \sin 36,86} = 8.16 \text{ cm}^2$$

Fig. IX.2 Schéma de ferrailage du linteau du voile VL₄ en zone I

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

	ZONE	ZONE I	ZONE II	ZONE III
Contrainte de cisaillement	h	0,96	0,96	0,96
	L	1,2	1,2	1,2
	e	0,2	0,2	0,2
	$\bar{\tau}_b$	5	5	5
	τ_b	2,93	2.51	1.35
	Vu	391,79	290.32	178.87
	Al, Al'	2,88	2,88	2,88
Ferrailage des linteaux	Choix d'armature	2HA14	2HA14	2HA14
	St	25cm	25cm	25cm
	AD (cm²)	8.16	6.04	3.72
	choix d'armature	4HA20	4HA16	4HA14
	AC (cm²)	4.52	4.52	4.52
	choix d'armature	4HA12	4HA12	4HA12
	longueur d'ancrage	90cm	90cm	90cm

Fig. IX.3 Récapitulatif de ferrailage des linteaux



Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

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 la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes :**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

- ❖ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X.1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

X.2 Pré-dimensionnement des fondations :

X.2.1 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{sev}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétique des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow K = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{sev}}{08.\sigma_{sol}}} \quad \text{Avec : } \sigma_{sol} = 2 \text{ bar à une profondeur de 1.5m.}$$

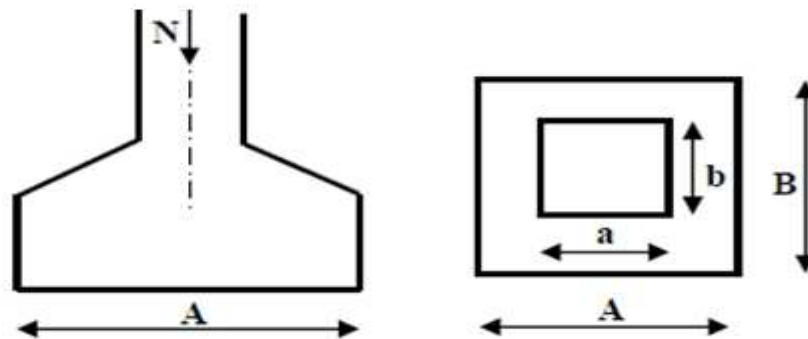


Fig.X.1 Schémas de ferrailage de la semelle isolée

X .2.2 Exemple de calcul :

$$N_{sev} = 1336.04 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KM/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1336.04}{08.200}} = 2.88 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.88 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X.2.3 Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_{sev}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Tableau X.1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	1304.13	2.5	2.60	6.5
VT ₂	1304.13	2.5	2.60	6.5
VT ₃	1768.31	3	2.95	8.85
TL ₄	2605.85	3.16	4.12	13.01
VT ₅	1768.31	3	2.95	8.85
				43.71

• **Tableau X.2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	1289.83	2.5	2.58	6.45
VL ₂	1289.83	2.5	2.58	6.45
VL ₃	1771.9	3	2.95	8.85
VL ₄	2647.43	3.16	4.18	13.20
VL ₅	1771.9	3	2.95	8.85
				43.8

• **Tableau X.3 semelles filantes sous voiles inclinée**

voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
V6	1332.15	1.8	3.7	6.66
V6'	1263.07	1.8	3.50	6.31
				12.97

$$S_v = \sum S_i = 100.48 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Les semelles 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 :**

- 1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- 2- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$
- 3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$4- \text{ Détermination de la largeur de la semelle } B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$5- \text{ Détermination de la hauteur de la semelle : } \frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$$

Avec :

L distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique longitudinal (2-2), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
2	471.92	2.258	-5.25	-2477.58
5	1336.04	1.054	-1.85	-2471.674
8	1314.1	-4.227	1.7	2233.97
24	1044.18	-5.506	5.25	5481.95
somme	4166.24	-6.421		2766.661

Tableau X.4 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 4166.24 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.66 \leq \frac{10.5}{6} = 1.75\text{m} \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4166.24}{10.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.66}{10.5} \right) = 546.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4166.24}{10.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.66}{10.5} \right) = 247.14 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4166.24}{10.5} \left(1 + \frac{3 \times 0.66}{10.5} \right) = 471.60 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = B \geq \frac{471.6}{200} = 2.35 \text{ m}$$

On prend : $B = 2,40 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 2,40 \times 10.5 = 25.2 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 25.2 \times 7 + 100.48 = 276.88 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : 349.69 m^2

$$S_{\text{bat}} = 349.69 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{276.88}{349.69} = 0.80 \quad \Rightarrow \quad 80\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 80% de la surface du bâtiment.

✓ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

X.3 Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{510}{20} = 25.5 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

✓ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$

$$h > \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5.10\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.07 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure **$h_n = 110 \text{ cm}$** .

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \longrightarrow \quad 0.4 \times 110 \leq b_n \leq 0.7 \times 110 = 44 \text{ cm} \leq b_n \leq 77 \text{ cm}$$

On prend $b_n=60$ cm

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 110$ cm hauteur de la nervure
- $h_d = 40$ cm hauteur de la dalle
- $b = 60$ cm Largeur de la nervure

X.3.2 Détermination de la surface nécessaire au radier :

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 35826.52 + 1.5 \times 5376.86 = 56431.092$ KN

A l'ELS : $G + Q = 35826.52 + 5376.86 = 41203.38$ KN

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56431.092}{1,33 \times 200} = 212.14 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41203.38}{1,33 \times 200} = 154.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 212.14 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 349.69 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 212.14 \text{ m}^2$$

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 du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{deb}} = 55 \text{ cm}$.

onc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 349.69 + 0,5 \times (18.70 + 18.70) = 368.39 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{rad}} = 368.39 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 368.39 \text{ m}^2$$

X.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids de bâtiment : $G = 35826.52$ KN

- **Poids de radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$$P_{dalle} = (368.39 \times 0.40) \times 25 = 3683.9 \text{ KN}$$

$$P_{dalle} = 3683.9 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_{nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L_n \cdot \rho_b$

$$P_n = [(0.60 \times (0.70) \times 18.70 \times 7) + (0.60 \times (0.70) \times 18.70 \times 7)] \times 25$$

$$P_n = 2748.9 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0.60 \times 18.70 \times 7) + (0.6 \times 18.70 \times 7) = 157.08 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(349.8 - 157.08) \times (1.1 - 0.40)] \times 17 = 2514.6 \text{ KN.}$$

$$P_{tvo} = 2514.6 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 368.39 \times 0.1 \times 25 = 920.98 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{df} = 920.98 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 3683.9 + 2748.9 + 2514.6 + 920.98 = 9868.38 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 9868.38 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 5376.86 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2.5 \times 368.39 = 920.98 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 9868.38 + 35826.52 = 45694.9 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 5376.86 + 920.98 = 6297.84 \text{ KN}$$

Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 71134.88 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 51992.74 \text{ KN}$$

X .3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**• Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9.35m \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 9.35m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

• Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{18.70 \times 18.70^3}{12} = 10190.25 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{18.70 \times 18.70^3}{12} = 10190.25 \text{ m}^4$$

X .3.5 Vérifications:**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d=0,9 h_d=0,9 \times 40=36 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{71134.88 \times 1}{368.39} \times \frac{5.10}{2} = 492.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{492.39}{1 \times 0.36 \times 1000} = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

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

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

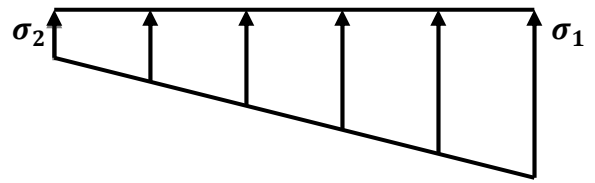


Fig. X.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 71134.88 \text{ KN}$$

$$N_s = 51992.74 \text{ KN}$$

• **Sens longitudinal**

✓ **ELU:**

$$M_x = 50298.907 + (2037.73 \times 1.1) = 52540.40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{71134.88}{368.39} + \frac{52540.40}{10190.25} \times 9.35 = 241.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{20419.101}{368.39} - \frac{52540.40}{10190.25} \times 9.35 = 144.88 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 241.30 + 144.88}{4} = 217.19 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{51992.74}{368.39} + \frac{52540.40}{10190.25} \times 9.35 = 189.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{51992.74}{368.39} - \frac{52540.40}{10190.25} \times 9.35 = 92.92 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.34 + 92.92}{4} = 165.235 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversale**

$$M_y = 50426.71 + (2042.42 \times 1.1) = 52668.213 \text{ KN.m}$$

✓ **ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{71134.88}{368.39} + \frac{52668.213}{10190.25} \times 9.35 = 241.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{20419.101}{368.39} - \frac{52668.213}{10190.25} \times 9.35 = 144.77 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 241.42 + 144.77}{4} = 217.26 \text{ KN/m}^2 ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} V = \sigma_1 = \frac{51992.74}{368.39} + \frac{52668.213}{10190.25} \times 9.35 = 189.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} V = \sigma_2 = \frac{51992.74}{368.39} - \frac{52668.213}{10190.25} \times 9.35 = 92.80 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.46 + 92.8}{4} = 165.295 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier.

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a+b+2h) \times 2 = (0.4+0.4+2 \times 1.1) \times 2 = 6 \text{ m}$$

$$\frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 7700 \text{ KN}$$

$$N_u = 1833.07 \leq \bar{N}_u = 7700 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1.1) \times 2 = 6.8m$$

$$\overline{N_u} = \frac{0.07 \times 6.8 \times 1.1 \times 25000}{1.5} = 8726.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2014.4 \leq \overline{N_u} = 8726.67 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

X.4 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ $\longrightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ $\longrightarrow$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser

le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les

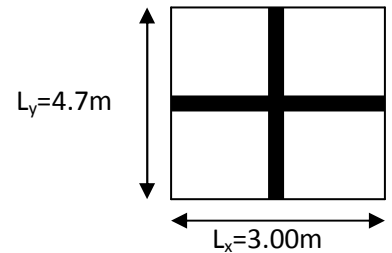
Calculs le panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité

$$L_x = 3.00 \text{ m} ; L_y = 4.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.00}{4.7} = 0.63$$

$0.4 < \rho \leq 1$ $\longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (217.19 - 1.35 \cdot \frac{9868.38}{368.39}) \times 1\text{m} = 181.02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (165.295 - 1 \cdot \frac{9868.38}{368.39}) \times 1\text{m} = 138.50 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0.63 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0772 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0.0772 \times 181.02 \times 3^2 = 125.77 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.343 \times 125.77 = 43.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,85M_{0x}$ ou $0,85M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments Calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

X .4.1 Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 125.77 \times 0.5 = \mathbf{62.89 \text{ KN.m.}}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 125.77 \times 0.75 = \mathbf{94.33 \text{ KN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{62.89 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.034 \quad \beta_u = 0.983$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{62.89 \times 10^3}{0.983 \times 36 \times 348} = 5.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 5.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{94.33 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.051 \quad \beta_u = 0.974$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{94.33 \times 10^3}{0.974 \times 36 \times 348} = 7.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 7.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20 cm**

X .4.2 Ferraillage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-y} = 43.14 \times 0.5 = \mathbf{21.57 \text{ KN.m.}}$

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 43.14 \times 0.75 = \mathbf{32.36 \text{ KN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.57 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.011 \quad \beta_u = 0.995$$

$$A_{au} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{21.57 \times 10^3}{0.995 \times 36 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{32.36 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.0175 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.0175 \quad \beta_u = 0.991$$

$$A_{au} = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{32.36 \times 10^3}{0.991 \times 36 \times 348} = 2.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{au} = 2.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : **St = 20cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appui le lit inférieur

X.4.3 Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec } A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_0 = 0.8 \text{ ‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0.63}{2} \right) = 3.792 \text{ cm}^2$$

Tableau X.5 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
x-x	ELU	7.69	3.792	Condition Vérifiée
		10.05		Condition Vérifiée
y-y	ELU	5.65		Condition Vérifiée
		7.69		Condition Vérifiée

X.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0.63 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0825 \\ \mu_y = 0.708 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0.0825 \times 138.50 \times 3^2 = 102.84 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.708 \times 102.84 = 72.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 102.84 \times 0.5 = 51.42 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 102.84 \times 0.75 = 77.13 \text{ KN.m}$.

Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 72.8 \times 0.5 = 36.40 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 72.8 \times 0.75 = 54.6 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :• **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{62.89}{51.42} = 1.22 \quad \text{et } \mu = 0.028 \longrightarrow \alpha = 0.0355$$

$$\alpha = 0.0355 < \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{94.33}{77.13} = 1.22 \quad \text{et } \mu = 0.041 \longrightarrow \alpha = 0.0523$$

$$\alpha = 0.041 < \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

X.5 Ferrailage du débord :

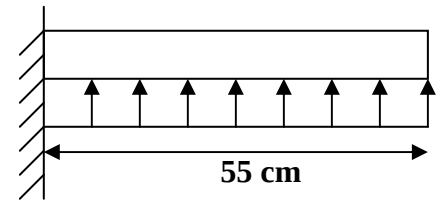
Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur

$$\text{ELU: } q_{um} = 181.02 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_{um}xL^2}{2} = \frac{181.02 \times 0.55^2}{2} = 27.37 \text{ KN.}$$

$$\text{ELU: } q_{sm} = 181.02 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{-q_{sm}xL^2}{2} = \frac{138.50 \times 0.55^2}{2} = 20.95 \text{ KN. m}$$

➤ **Calcul des armatures :****A) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m ; } d = 36 \text{ cm ; } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.37 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.014 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{27.37 \times 10^3}{0.993 \times 36 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

X.5.1 Vérification à l'ELU :➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.347 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.347 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

X.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{27.37}{20.95} = 1.30 \text{ et } \mu = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\alpha = 0.015 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \text{ Condition vérifiée}$$

➡ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

X.6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens, qui sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees
 $h = 100 \text{ cm}$; $b = 55 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :➤ **Sens longitudinal :**

ELU : $q_u = 181.02 \text{ KN/m}$



Fig. X.3 Le chargement à ELU.

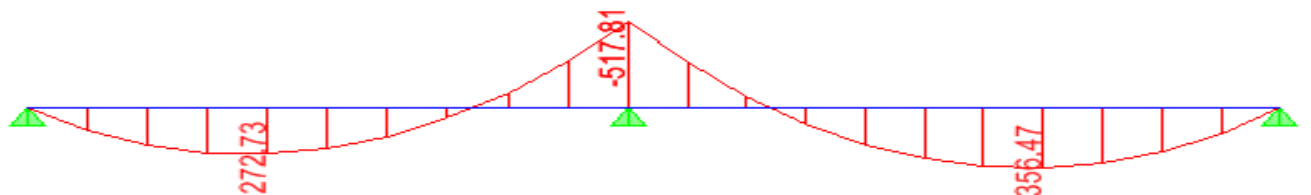


Fig. X.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

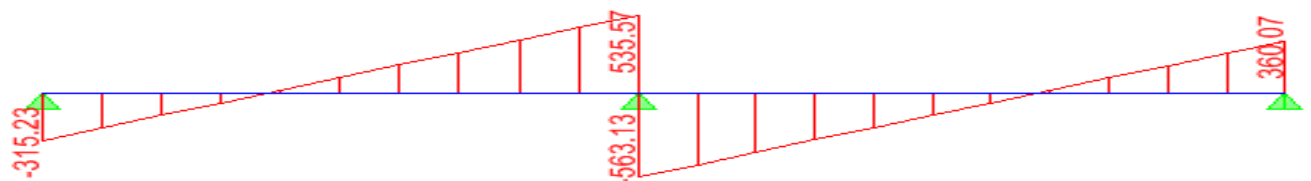


Fig. X.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 138.50 \text{ KN/m}$

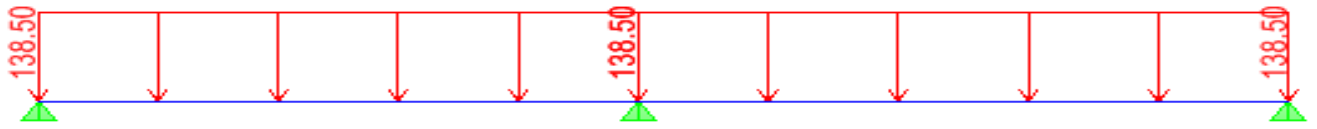


Fig X.6 .Le chargement à ELS

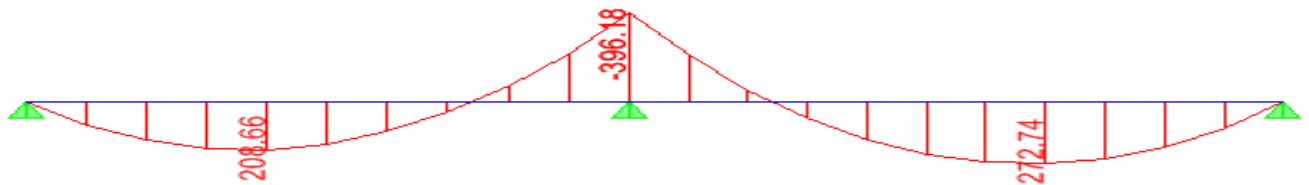


Fig. X.7 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

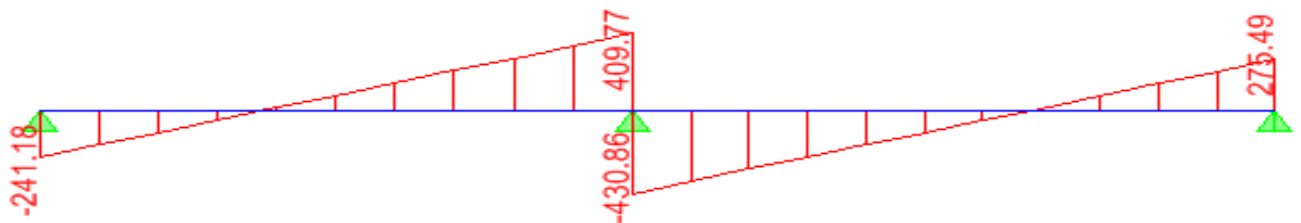


Fig. X.8 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Sens transversale :**

ELU : $q_u = 181.02 \text{ KN/m}$

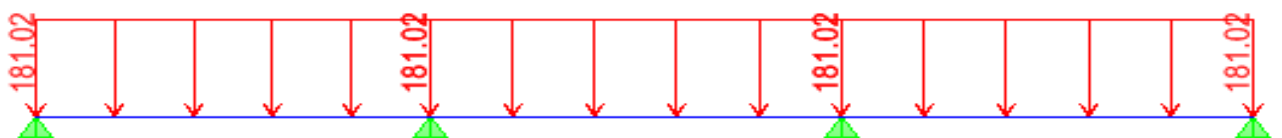


Fig. X.9 Le chargement à ELU.

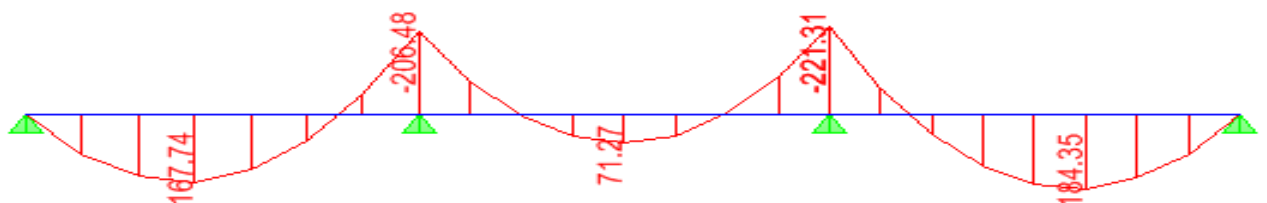


Fig. X.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

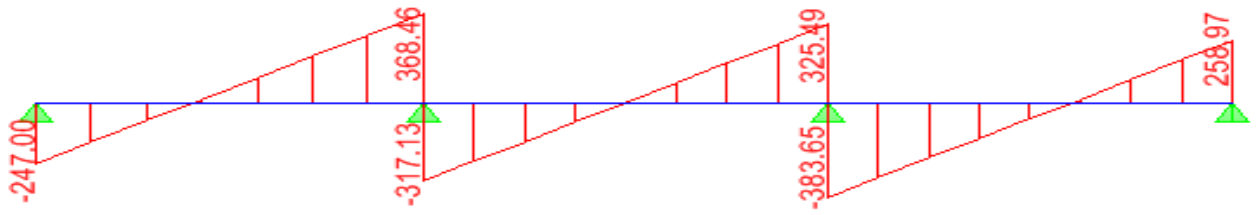


Fig. X.11 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 138.50 \text{ KN/m}$

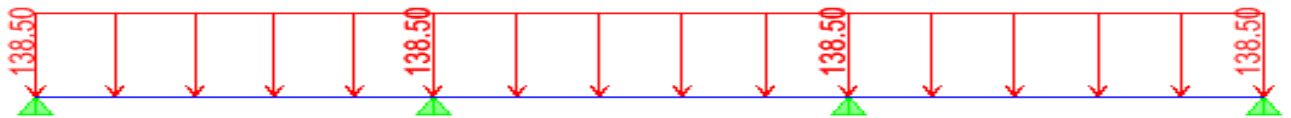


Fig. X.12 Le chargement à ELS

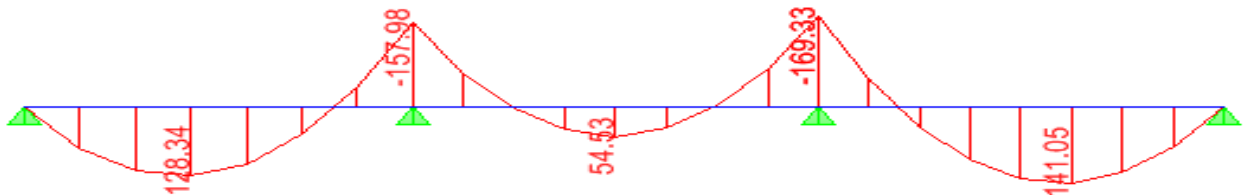


Fig. X.13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

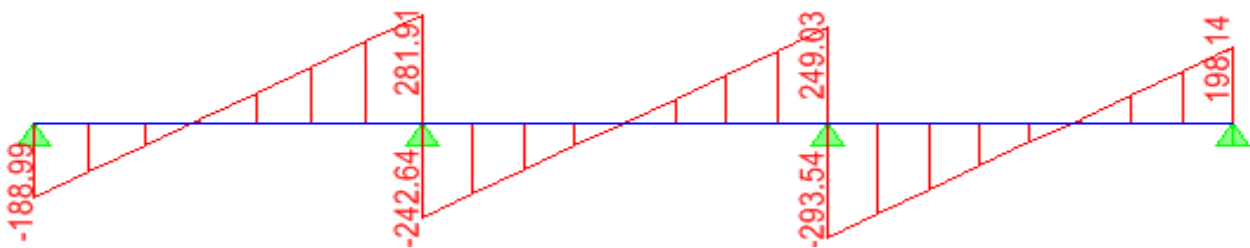


Fig. X.14 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Calcul des armatures :**

a) **Sens transversale y-y :**

$$M_t^{max} = 184.35 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -221.31 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 110 \text{ cm}, d = 105 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -221.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{221.31 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.023 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.989$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{221.31 \times 10^3}{0.989 \times 105 \times 348} = 6.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{sa} = 6.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA16 = 8.04 cm²/ml Avec : St = 15 cm

• **En travée :**

$$M_t = 184.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{184.35 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.02 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{184.35 \times 10^3}{0.990 \times 105 \times 348} = 5.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} = 5.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA16 = 8.04 cm²/ml Avec : St = 15 cm

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{\max} = -517.81 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 355.47 \text{ KN.m}$$

b = 60 cm, h = 110 cm, d = 107 cm, $f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

• **Aux appuis :**

$$M_{app} = -517.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{app}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{517.81 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.056 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{517.81 \times 10^3}{0.971 \times 105 \times 348} = 15.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{sa} = 15.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA16+4HA16 = 16.08 cm²/ml Avec : St = 15 cm

- **En travée :**

$$M_t = 355.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{355.47 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.038 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{355.47 \times 10^3}{0.981 \times 105 \times 348} = 9.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 9.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 4HA16+2HA12 = 10.30 cm²/ml Avec : St = 15 cm

X.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 105 \times 2.1}{400} = 7.61 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées ne sont pas vérifiées cette condition dans sens transversale

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ 30 ; 19.2 \right\} = 19.2$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit : At = 4HA 10 = 3.14 cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u\max} = 563.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{563.13 \times 10^3}{600 \times 1050} = 0.9 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

X.6.2 Vérification à l'ELS :**➤ Sens transversale :****• Aux appuis :**

$$M_{S \max} = -169.33 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{221.31}{169.33} = 1.30 \text{ et } \mu = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0227$$

$$\alpha = 0.0227 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• En travée

$$M_{S \max} = 141.05 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{184.35}{141.05} = 1.30 \text{ et } \mu = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.019$$

$$\alpha = 0.019 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens longitudinale :**➤ Aux appuis :**

$$M_{S \max} = -396.18 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{517.81}{396.18} = 1.30 \text{ et } \mu = 0.042 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée

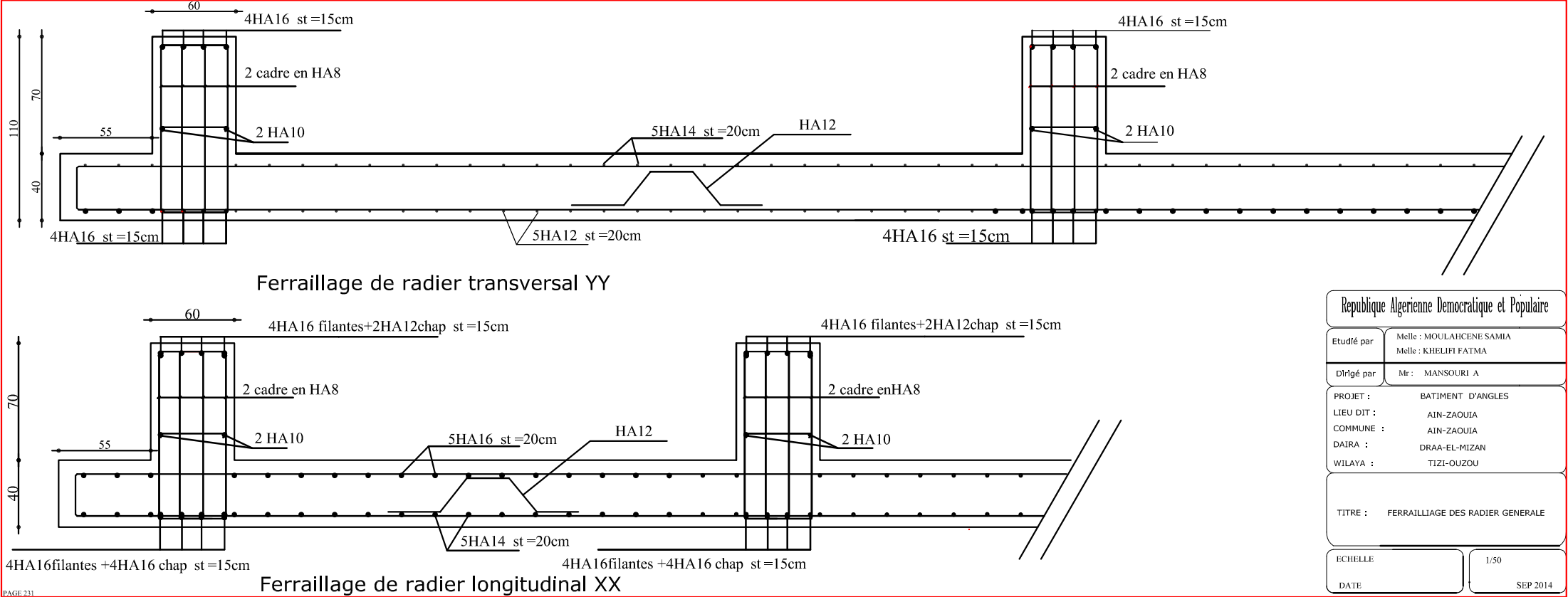
$$M_{S \max} = 272.74 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \gamma = \frac{355.47}{272.74} = 1.30 \text{ et } \mu = 0.03 \rightarrow \alpha = 0.0381$$

$$\alpha = 0.0381 < \frac{1.30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.



Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures mixte.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ETABS 9.6** que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

En fin nous espérons fortement que notre travaille puisse servir les futures promotions.

Bibliographie

- *Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- *DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- *Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- *Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).*
- *Cours et TD (Béton, MDS et RDM).*
- *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*