

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA COSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER EN GENIE CIVIL
Option : CONSTRUCTIONS CIVILES ET INDUSTRIELLES

Thème

*Etude d'une structure en (R+8+S.SOL) à usage
d'habitation et commercial en portiques et voiles*

avec l'application ETABS



Présenté par :

Mr. IOURZIKENE Lounes

Mr. TIDJOUIMAT Djilali

Dirigé par :

Mr. MEGHLAT EL-Mehdi

Promotion 2019/2020

Remerciement

Nous tenons à remercier notre bon dieu, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail

Nous exprimons nos sincères remerciements : A nous parents pour leur soutien dans chaque travail que nous avons effectués.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promoteur Mr Meghlat el Mehdi, de sa disponibilité et de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous adressons également nos plus vifs remerciement à l'équipe enseignante du département génie civil pour tous les connaissances transmises au cours de notre formation théorique et que nous pouvons, au travers de stage, mettre à profit et conforter à la réalité de l'environnement professionnel

Et nos gratitudes aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

- Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père
- Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez
- Mon très cher frère HAKIM
- Mes très chères sœurs KAHINA et SAMIA
- Mes oncles, tantes, cousins et cousines.
- Mon binôme DJILALI
- Mes amis (es) de loin ou de près
- A toute la promotion de Génie Civil 2019-2020

LOUNES

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

- Mon père pour ses encouragements, son soutien, surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père
- Ma mère à celle que je dois tout et je ne rendrais jamais assez
- Mes très chers frères MOURAD, LYES, JUBA, BOUALEM, MAYES
- A ma sœur lyza.
- Mes oncles, tantes, cousins et cousines.
- Mon binôme LOUNES
- Mes amis (es) de loin ou de près
- A toute la promotion de Génie Civil 2019-2020

DJILALI

Sommaire

Introduction

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage.....page 1-11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.page 12-27

Chapitre III : Calcul des éléments :

- III.A. acrotère.....page 28-34
- III.B.Plancher.....page 35-63
- III.C.dalle pleine.....page 64-73
- III.D.consoles.....page 74-79
- III.E.Salle machine.....page 80-91
- III.F.Escaliers.....page 92-107

Chapitre IV : Etude du contreventement.....page 108-124

Chapitre V : Modélisation et vérification.....page 125-142

Chapitre VI : Ferrailage des éléments :

- VI.1.Ferrailage des poutres.....page 143-154
- VI.2.Ferrailage des poteaux.....page 155-167
- VI.3.Ferrailage des voiles.....page 168-183

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

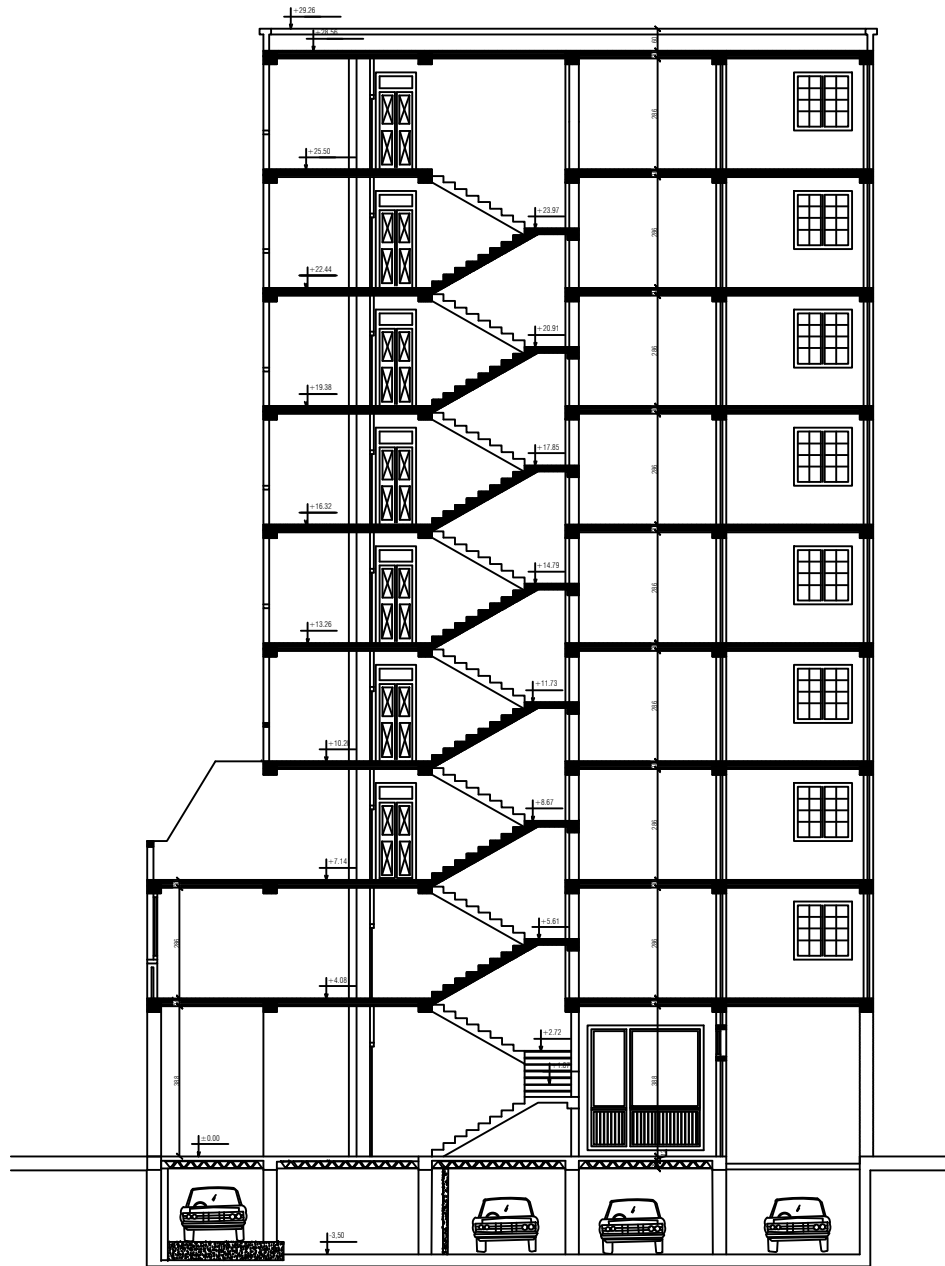
- VI.1.Etudes de voile périphérique.....page 184-193
- VI.2.Etudes des fondations.....page 194-221

Conclusion

Bibliographie

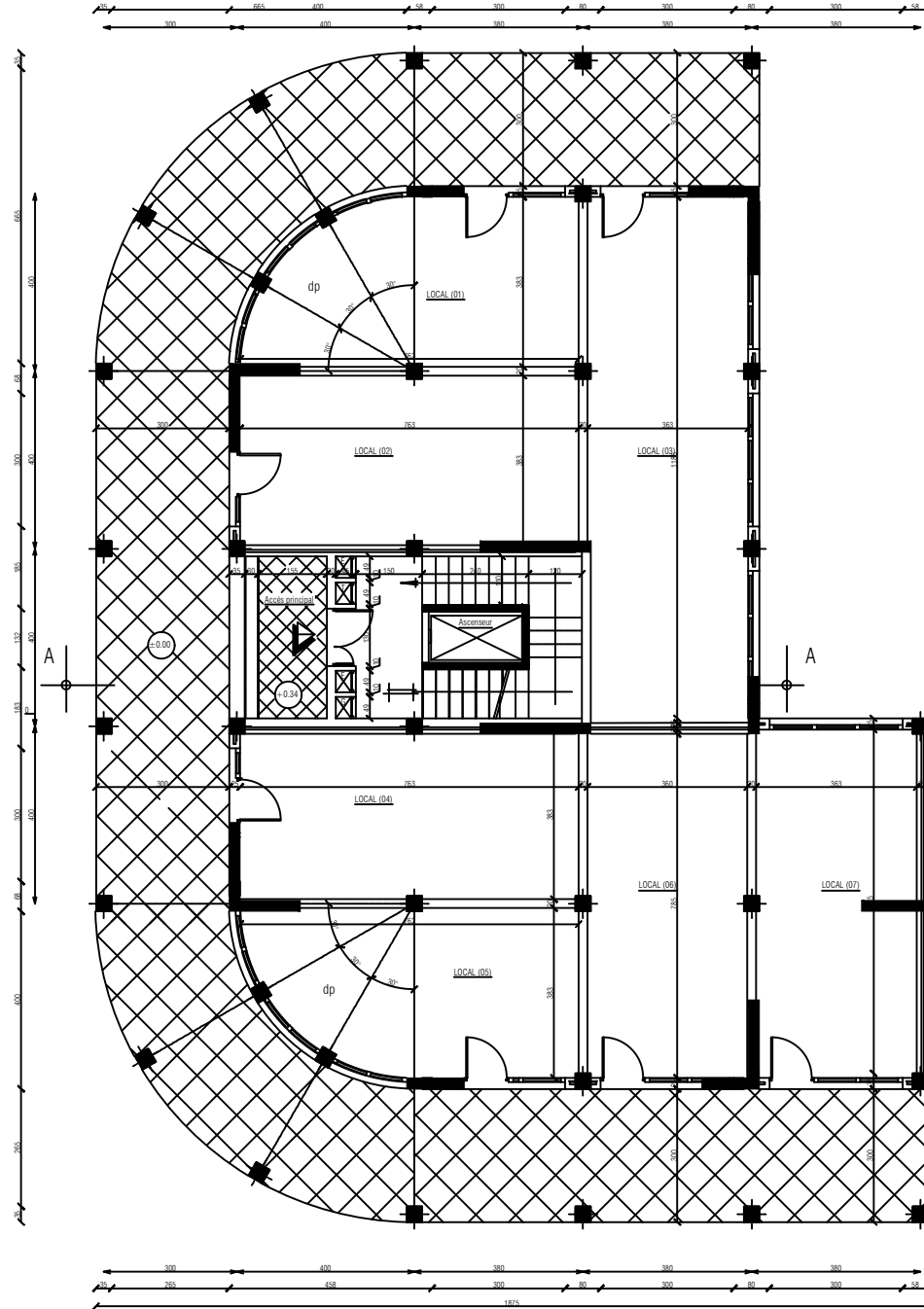
FACADE PRINCIPALE



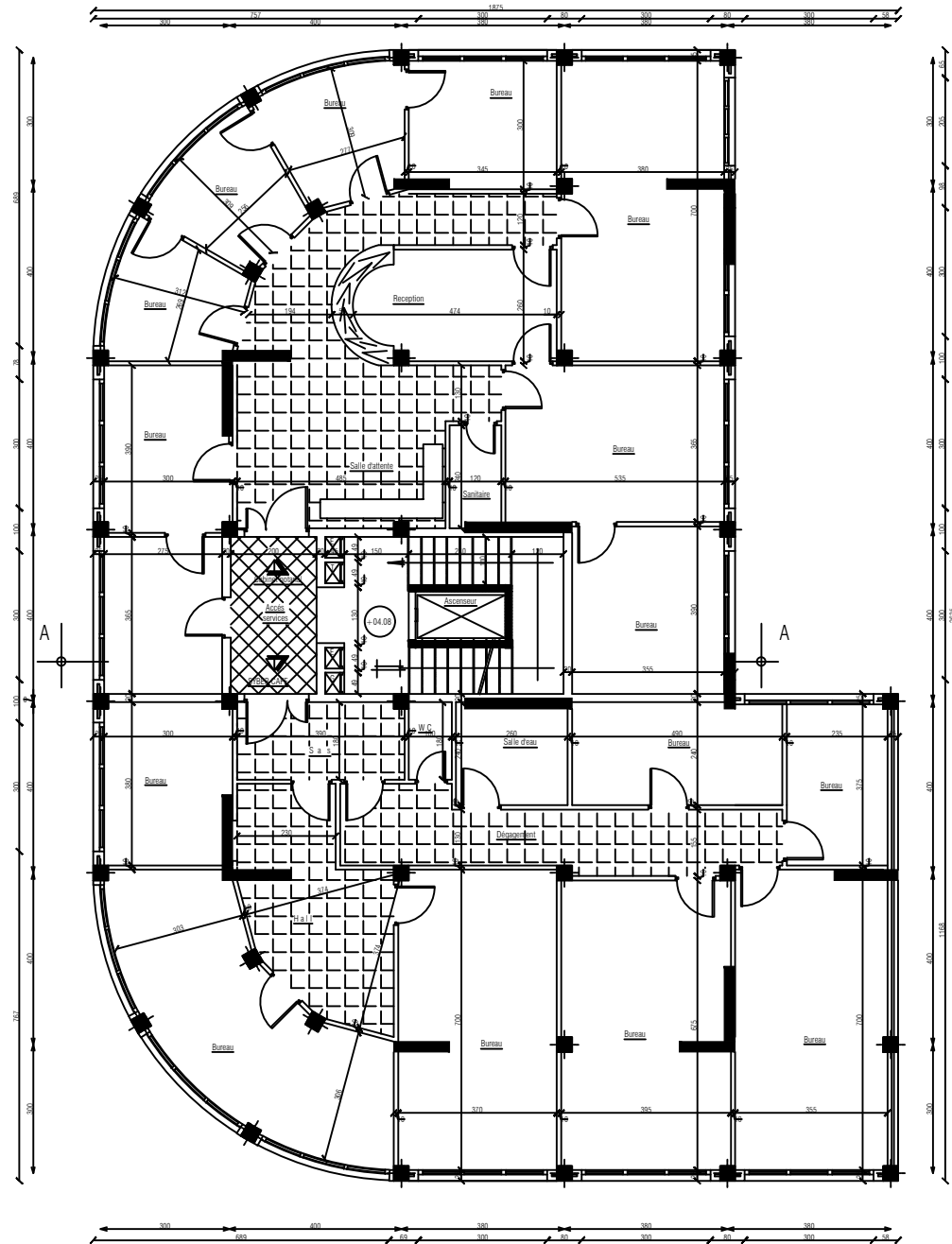


COUPE A-A

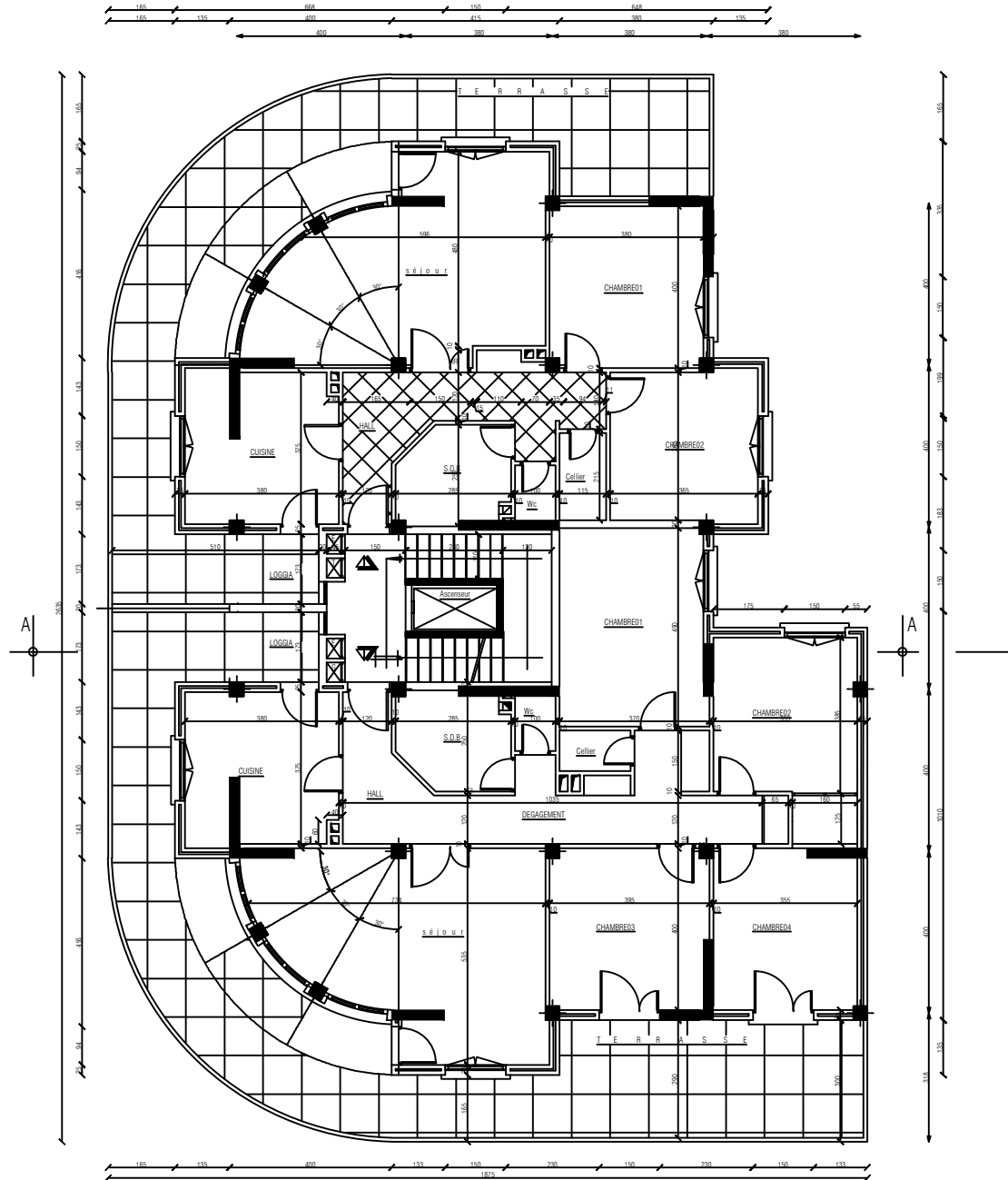
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



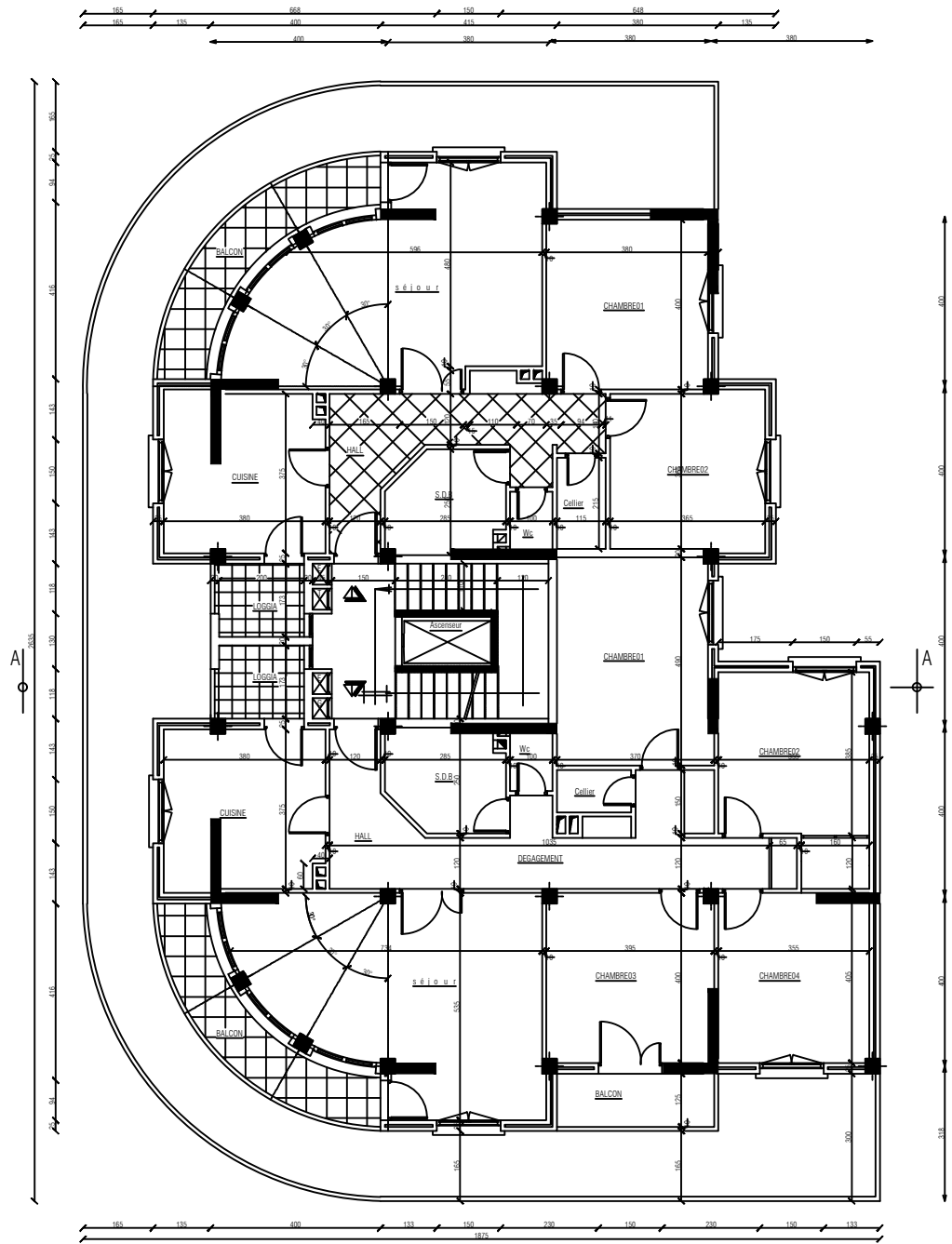
PLAN DU 1er ETAGE (Services)



PLAN D'ETAGE 02



PLAN DES ETAGES COURANTS



INTRODUCTION

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est

Conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments

Porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés,

Peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

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 en Algérie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans le cadre de notre mise en situation professionnelle, il nous a été confié l'étude d'une structure en R+8 +S-SOL a usage d'habitation et commercial en portiques et voiles, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6 et pour cela nous avons suivi le plan de travail suivant :

- En commence par une présentation de l'ouvrage ensuite pré dimensionnement des éléments, calcul des éléments après étude du contreventement, modélisation et vérification selon les exigences du RPA après ferrailage des éléments, enfin étude de l'infrastructure.

Pour le calcul de notre structure nous avons utilisé les codes algériens de calcul à savoir RPA, CBA, DTR et BAEL.

I-1) Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du Bâtiment).
- Les éléments constructifs :(éléments structuraux : poutres, poteaux, voiles...etc Et non structuraux)
- Les caractéristiques des matériaux composants le bâtiment.

Le calcul des éléments est basé sur des règlements et des méthodes connues (RPA 99 modifier 2003, BAEL91modifiée 99, CBA et DTR – BC – 22) en fonction du Type des matériaux utilisés, de leurs démentions et caractéristiques.

I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour (R+8+S/SOL) à usage habitation et commercial à ossature en portique et voile, Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure implanté à la wilaya d'Alger, classée selon le (RPA99, modifié en 2003) comme une zone de sismicité élevée (**Zone III**), type du site **S2 (site ferme)** le bâtiment est considéré comme un ouvrage Courant ou d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

C'est une tour qui comporte :

- RDC + 1ere étage à usage de bureaux.
- 07 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.
- un sous-sol (à usage parking).

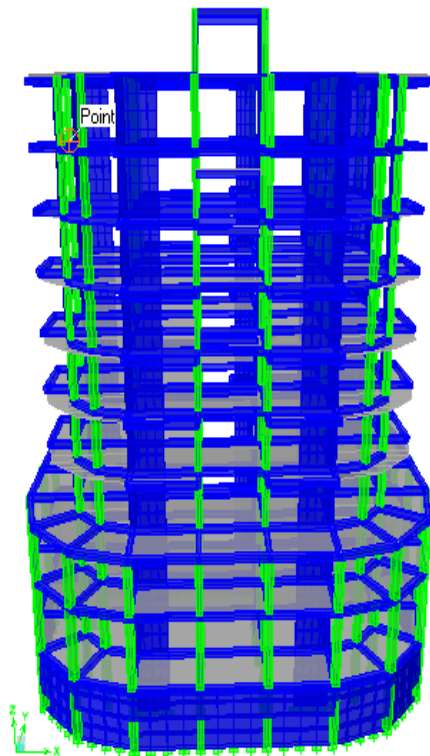
I-1-2) Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage✓ **Dimension en élévation :**

Longueur totale de la tour..... $L = 26,35$ m
 Largeur totale de la tour..... $l = 18,75$ m
 Hauteur du rez-de-chaussée..... $H_{rdc} = 4,08$ m
 Hauteur d'étage courant $H_c = 3,06$ m
 Hauteur totale $H_t = 29,26$ m
 Hauteur du sous-sol..... $H = 3,50$ m
 Acrotère $H_a = 0,70$ m

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

Notre bâtiment a une ossature, voiles et portiques dans les deux sens, pour assurer la

Stabilité et résister aux sollicitations des charges verticales et horizontales. Cette ossature est



Composée de :

-**Portiques** : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

-**Voiles** : des éléments rigide en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part a reprendre les charges verticales et d'autre part les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

B - Planchers :

Les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C- Maçonnerie :

On distingue deux types :

– Murs de façade réalisés en double cloisons de briques creuses 10cm séparées pour une lame d'air de 5cm.

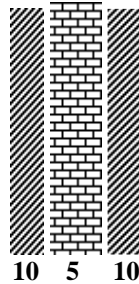


Figure I-1 Schéma descriptif de doubles cloisons

– Murs de séparation intérieure réalisés en simple cloison de briques de 10 cm.

D- Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds pour les cuisines, les SDB, WC et les balcons.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.

- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

E- Escaliers : l'ouvrage est muni d'un escalier droit à deux volées avec un palier de repos Assurant l'accès aux différents niveaux

F-Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de salle machine.

g- Les Voiles :

Un voile est un élément important dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est Caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à la quelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portique –Voile).

H- Coffrage :

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

I-1-4. l'Infrastructure :

I.1. Les fondations :

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la Transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I. 2 Matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des Impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leurs choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que : le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre.

I-2) les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leurs choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que : le coût, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre.

I-2-1. Béton :**a- Composition :**

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

En revanche le béton présente une faible résistance à la traction.

a-1-ciment :

Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

a-2-granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 < D_s \leq 5$) mm.
- Gravier de dimension ($5 < D_g \leq 25$) mm.

a-3-Eau de gâchage :

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

B-a)Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 Jours (Âge de maturité) noté f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des Éprouvettes normalisées (16×32). Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

- Pour des résistances : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76+0,83J} \times f_{c28} \quad \text{si : } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si : } j < 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances : $f_{c28} > 40\text{MPa}$: (BAEL91/Art A. 2.1, 11)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{J}{4,76 + 0,83J} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

B- b-Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté " a " et de longueur " 4a " reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par (f_{tj}), Elle est déterminée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (MPa), \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 12})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}.$$

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

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

D'après le BAEL91 :

Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A.2.1, 21})$$

$$\text{Avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différé : « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = (1/3) E_{ij} \text{ avec } (E_{vj}/f_{cj}) \text{ en Mpa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1,2 2})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}.$$

D-Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec: E : Module de Young (module d'élasticité).
 ν : Coefficient de poisson.

E-Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

F-Les contraintes limites de calcul :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

F-1-Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art A.4.3, 41)}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ } cas des situations durables ou transitoires.
 $\gamma_b = 1,15$ } cas des situations accidentelles.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\theta = 1$ } si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).
 $\theta = 0,9$ } si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).
 $\theta = 0,85$ } si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$).

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

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

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

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

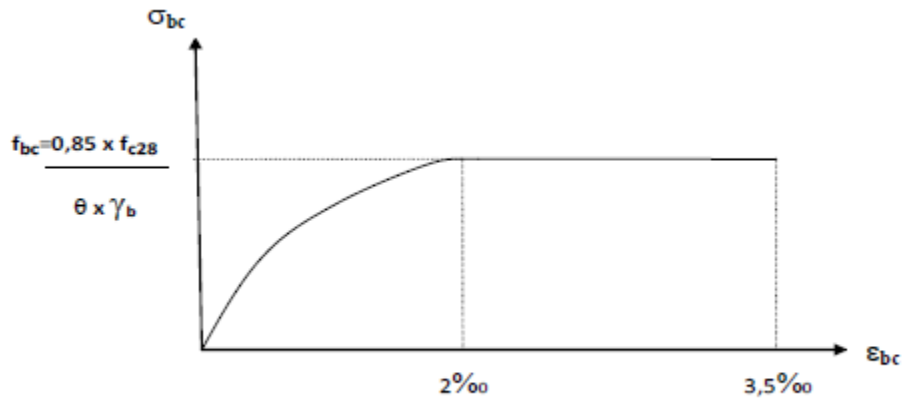


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

Avec

- σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression
- f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours
- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression (Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit :

$$\sigma_{bc} = E \cdot \epsilon_{bc}$$

- E: Module de Young.

Contrainte limite de cisaillement :

- $\tau_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.
- $\tau_u = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

F-2 -Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/Art A.4.5, 2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

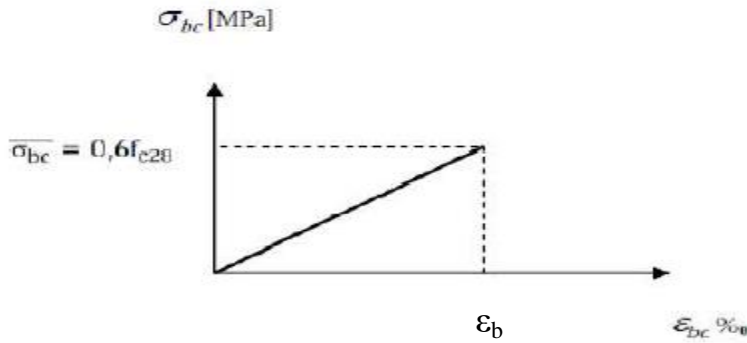


Figure I.2 : Digramme contraintes-déformations du béton (ELS).

F-3-Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 1)

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d} ; \quad \text{Avec:}$$

- Vu : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)
- b : Valeur de la largeur de la section cisailée
- d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c)

$$\tau_u \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable}$$

I-2.2-1) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (**f_e**) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I-1): Caractéristiques des Aciers

Barres à haute adhérence NF A 35-016 NF A 35-019	HA	
Nuance Fe E	400	500
Limite d'élasticité MPA	400	500
Résistance à la traction MPA	480	550
Allongement à la rupture en %	14	12

Treillis soudés NF A 35-015		TS
Nuance Fe E		500
Limite d'élasticité	MPa	500
Résistance à la traction	MPa	550
Allongement à la rupture	en %	8

I-2.2-2) Module d'élasticité longitudinal :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I-2.2-3) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

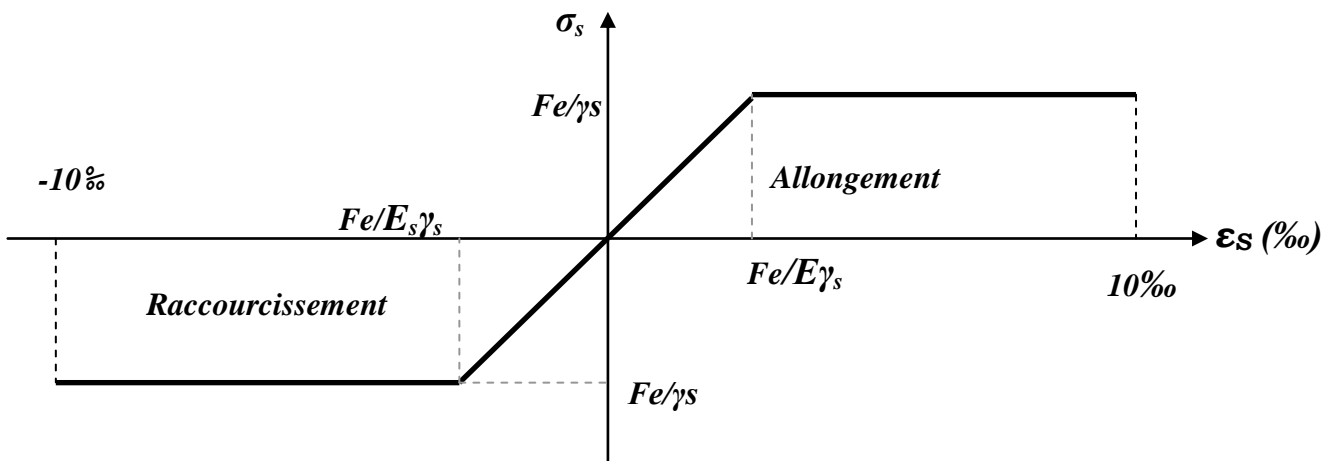


Fig1.5) Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I-2.2-4) État Limite de Service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min [2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min [1/2f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

I-2.2-5 Protection des armatures :

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

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $5 > C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $3 > C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

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

I-3) HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I-3.1) État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

I-3.2) État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Conclusion :

Dans cette partie on a défini les éléments de notre structure ainsi que les matériaux nécessaires tout en respectant les règles du **BAEL 91/modifié 99** ainsi que les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99/Version 2003**), et dans le chapitre qui suit on va faire le pré dimensionnement.

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003), **DTR B.C.2.2** et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

II-1. Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux en polystyrènes.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

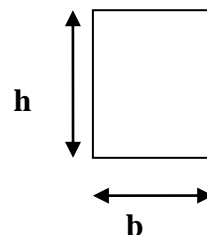
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec

h : la hauteur totale des poutres.

b : largeur de la poutre.

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



*Fig. II-1)
Section d'une poutre*

a) Poutres principales (sens longitudinal) :

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles se reposent sur des éléments porteurs.

Selon le **RPA**: **min (b,h) 30cm zone III**

On prend $b = 30\text{cm}$ (**RPA99 version 2003/Art 7.4.1**)

Pour la hauteur h :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370\text{cm}$$

$$24,67\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}$$

On prend : **h = 35 cm.**

Pour la largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{cm.}$$

On prend : **b = 25 cm**

La section des poutres principales est :

$$\mathbf{b \times h = 25 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

b) Poutres secondaires (sens transversal):

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

La hauteur h :

$$L_{\max}=400-30= 370 \text{ cm}$$

$$24,67\text{cm} \leq h \leq 37,00\text{cm}$$

On prend : **h =35 cm.**

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Leftrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Pour des raisons de sécurité on prend : **b = 25 cm**

La section des poutres secondaires est : **b x h= 25 x 35 (cm²)**

c) Poutre Palière :

-Hauteur :

$$L_{\max}= 400 - 30= 370 \text{ cm}$$

$$24,67 \text{ cm} \leq h \leq 37,00 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

-Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{b= 25 \text{ cm}}$$

La section de la poutre Palière est : **b x h=25 x 35(cm²)**

d) Poutresde chaînage:

La hauteur h :

$$\frac{400-25}{15} \leq h \leq \frac{400-25}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 37.5\text{cm}$$

On prend : **h =35 cm.**

La largeur b :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Leftrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : **b = 25cm**

La section des poutres de chaînage est : **b x h=25 x 35(cm²)**

Vérification des poutres aux conditions du RPA 99:(l'article 7.5.1)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutres de chaînage	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	35	35	35	✓
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	25	25	25	✓
$h/b \leq 4$	1.4	1.4	1.4	1.4	✓

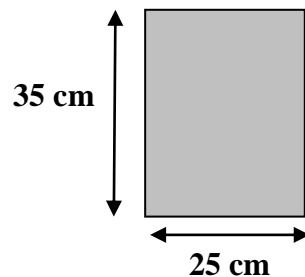


Fig.II-2) : Dimension des Poutre principale, secondaire, Poutre Palière et Poutre de chaînage

II- 2 Pré dimensionnement des planchers:

Plancher en corps creux (polystyrènes):

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles Disposées suivant le sens de la plus petite porté :

$$ht \geq L_{\max} / 22,5(\text{Art B 6-8-423/BAEL91 99}).$$

ht : Hauteur du plancher.

L_{\max} : Porté maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Avec : $L_{\max} = L - b$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur de la poutre principale.

$$l = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

Donc :

$$ht \geq 375/22,5 = 16,66 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de $ht = 20 \text{ cm}$.

Soit un plancher de (16+4), corps creux en polystyrènes de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sur, valable pour tous les autres planchers.

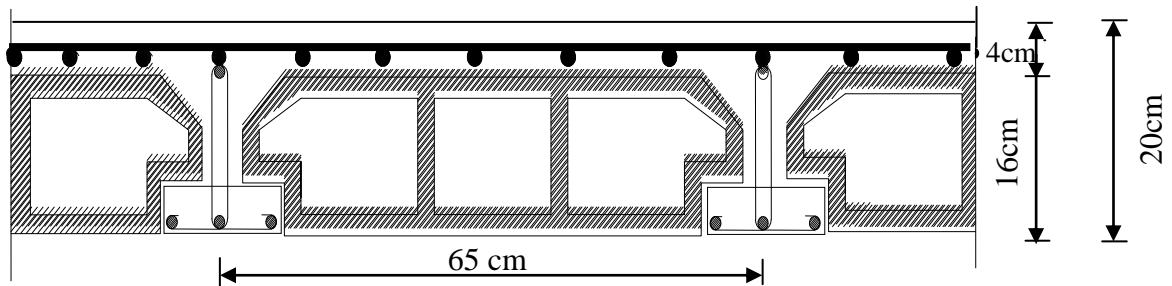
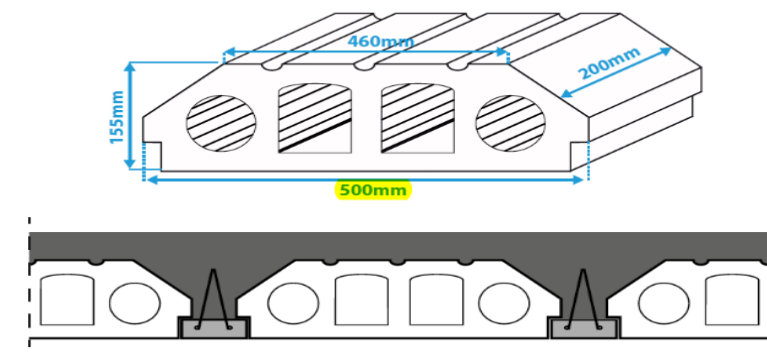


Figure II-3) : Coupe d'un plancher en corps creux



II.2.2. console en dalle pleine :

Pour les balcons on va adopter des dalles pleines. Le plus grand panneau a comme Dimensions $l_x = 3,85\text{m}$, $l_y = 1,35\text{m}$. L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les deux conditions suivantes:

• **Condition de résistance à la flexion: (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1)**

Donnée en fonction de la nature des appuis:

- Dalles reposants sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$
- Dalles reposants sur trois ou quatre appuis: $L_x/50 < e < L_x/40$

- L_x : Grand côté du panneau de dalle.

- L_y : Petit côté du panneau de dalle.

Dans notre cas, la dalle du balcon reposant sur trois appuis une portée égale à:

$L_x = 3,85\text{ m}$

$L_x/50 < e < L_x/40 \rightarrow 7,7\text{ cm} < e < 9,63\text{ cm}$

Soit : $e = 10\text{ cm}$

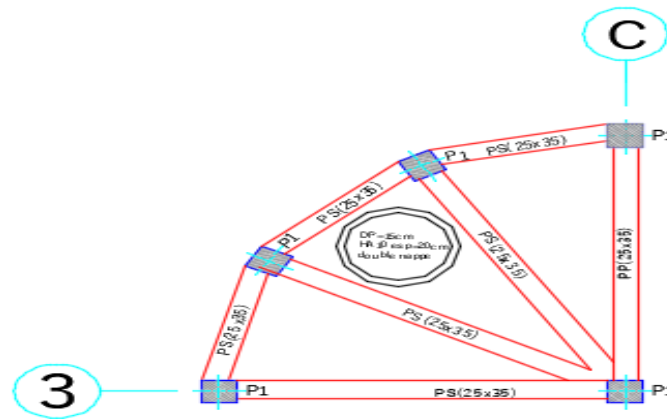


Figure II.4) :Dalle pleine du balcon repose sur trois appuis

• **Condition de résistance au feu(BAEL 91 révisé 99-3.1.33) :**

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coup de feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe feu de quatre heures.

Soit : $e = 10\text{ cm}$

• **Condition d'Isolation acoustique :(CBA93)**

Pour une dalle pleine en béton armé on doit avoir un indice d'affaiblissement acoustique notée R telle que $R=57\text{ Db}$

- Contre les bruits aériens :

$\rho \cdot e \geq 350\text{Kg/m}^2$ avec: - e : épaisseur désirée.

- ρ : Masse volumique du béton ; $\rho=25\text{KN/m}^3$

$e \geq 35000/2500 \rightarrow e \geq 14\text{cm}$

- Contre les bruits d'impact :

$\rho \cdot e \geq 400\text{Kg/m}^2$

$e \geq 40000/2500 \rightarrow e \geq 16\text{cm}$ soit $e=16\text{cm}$

Remarque :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du Plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation Acoustique.

• On opte pour une dalle pleine de : $e = 15\text{cm}$.

II-1-3.Pré dimensionnement des voiles (RPA99/7.7.1):

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. de RPA99 version 2003

qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition $L \geq 4 e_p$

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \max = (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) = h_e/20$$

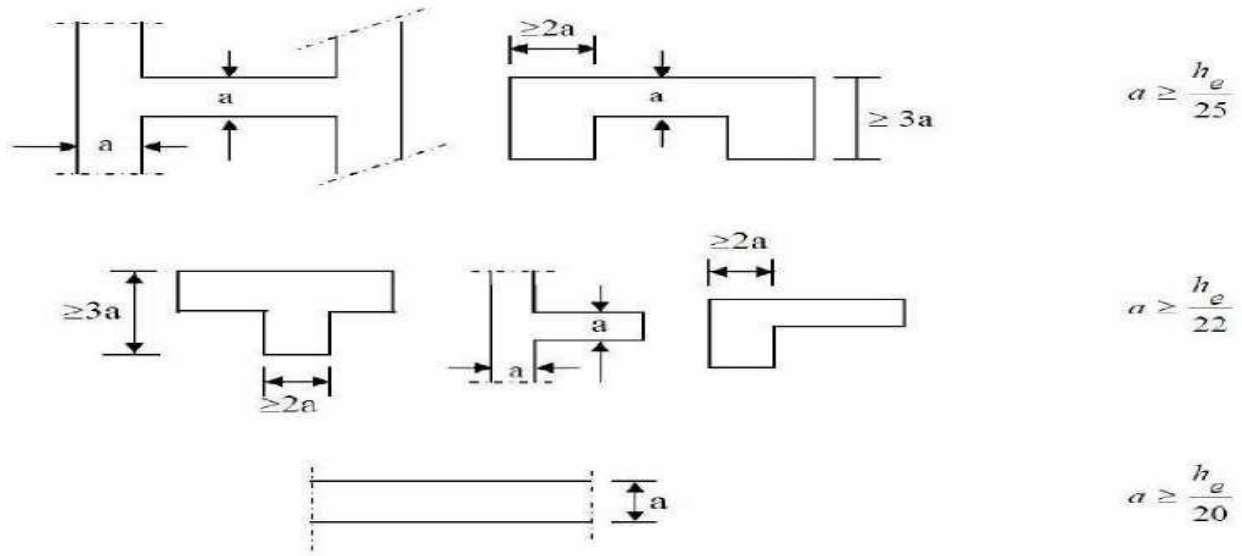


Figure II.5) : Différentes coupes des voiles

Dans notre cas on a :

$$h_e = h - e_{\text{plancher}} = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

avec h : hauteur d'étage

e_{dalle} : épaisseur du plancher.

Donc :

$$h_e/20 = 388/20 = 19,4 \text{ cm} \rightarrow e \geq 19,4 \text{ cm en prend } e = 25 \text{ cm}$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de **25 cm** pour tous les voiles.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$$L_{\text{min}} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

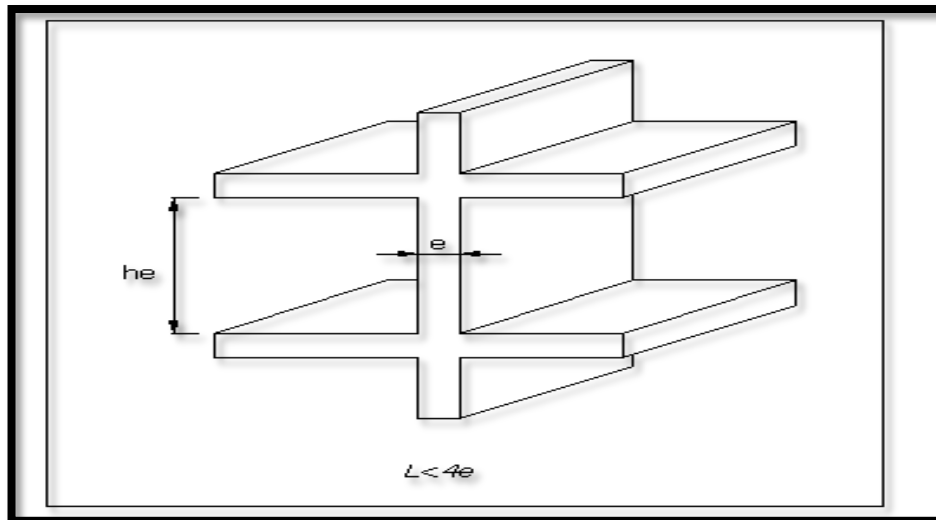


Fig. II.6) : Coupe de voile en élévation

II.4- Les Poteaux : (RPA99version2003/Art7.4.1)

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des charges. L'effort N_s sera déterminé avec une descente des charges et les limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

Le RPA nous impose pour la zone (III) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Remarque :

Pour nos calculs la section du poteau exigée par le RPA est de (30x30) cm².

La section du poteau est donnée par la formule suivante:

$$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}} \text{ (RPA99 version 2003- 7.4.3.1-)}$$

$$N_s = G + Q$$

- G : charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Section transversale du poteau.
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à l'ELS
- N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.

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

II-2.Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

II-2-1.Charges permanentes G :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

-Plancher étages courants (corps creux en polystyrènes) :

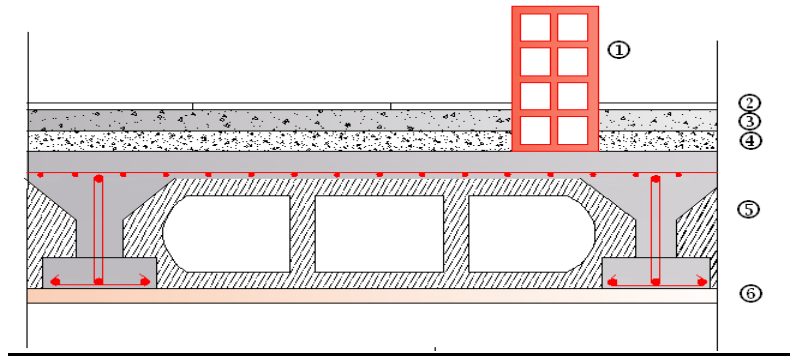


Fig. II.7) : Coupe verticale du plancher étage courant

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Cloisonde séparation (intérieur)	0.10	/	0.90
2. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Couche de sable	0.02	20	0.40
5. Dalle en corps creux (polystyrènes)	(16+4)=0.20	/	1.9975
6. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			Gt = 4.33 KN/ m².

Tableau II.2:Plancher terrasse inaccessible en corps creux.

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Gravier roulé	0.05	20	1
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4. Feuille polyane	/	/	0,01
5. Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6. Plancher en corps creux (16 +4 cm)	0.20	/	1.9975
7. Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
			Gt = 5.02 KN/ m².

a) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

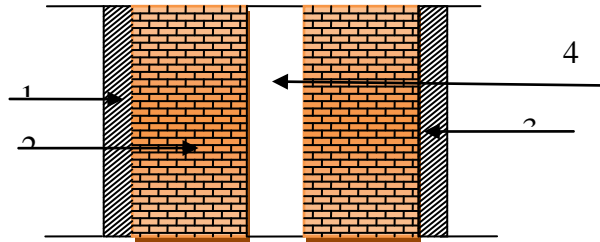


Fig . II.8) : Coupe verticale du mur double cloison

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

Eléments	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	0.02	0.36
2. Brique creuse	0.10	2×0.9
3. Enduit plâtre	0.02	0.20
4. Lamé d'aire	0.05	/
		Gt = 2,24 KN/ m²

•Mur intérieur :

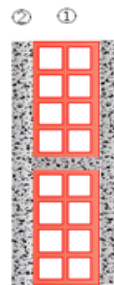


Fig. II.8) Mur intérieur

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

Eléments	Épaisseur (m)	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x0.02	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	0.10	0.90
		Gt = 1.30 KN/ m²

Tableau II-5) Charges d'exploitations :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
- Acrotère	1.0
- terrasse inaccessible	1.0
- Plancher d'étage courant	1,5
- Escalier	2.5
- Plancher à usage de service	2.5
- balcons	3,5

- Les moments dus au poids propre de la dalle :

Tableau II-6: Les charges permanentes revenant à la dalle pleine

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	22	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
Poids propre de la dalle	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,45

- Détermination des charges et surcharges revenant à la console :

a) Charges permanentes :

Tableau II-7): Les charges permanentes revenant au balcon

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,40
Mortier de pose	22	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G=5,45

b) Charge concentrée (garde-corps) :

Tableau II-8): Les charges concentrées revenant à la console.

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			g= 1,62

II-2-2 Descente de charge :

II-2-2-1 Charge surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « C 3 »

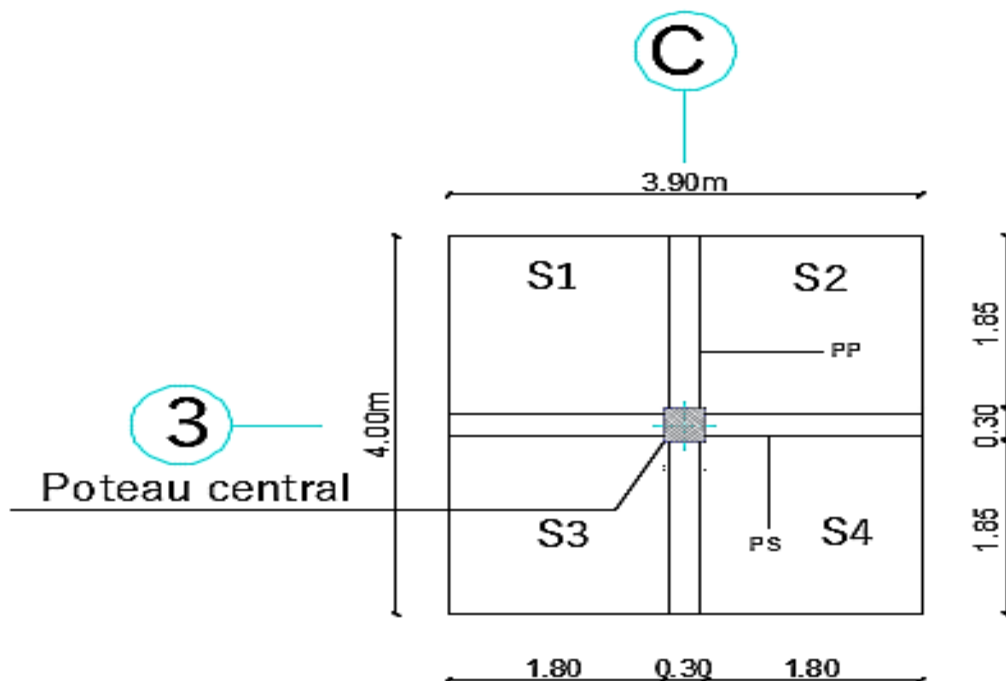


Fig. II.9): surface d'influence du poteau « C 3 »

✓ La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

✓ Section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,85 \times 1,75) + (1,85 \times 1,85) + (1,85 \times 1,85) + (1,85 \times 1,75)$$

$$= 13,32 \text{ m}^2.$$

✓ Section brute :

$$S_b = 15.60 \text{ m}^2 \quad S_b = 4.00 \times 3.90$$

II-2-2-2 Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de **(30x30) cm²** qui correspond à la section minimale exigée par le **RPA 99 (version 2003)** en cette **zone (III)**.

A. poids des planchers :

- Plancher courant : $G_{pc} = (4,33 \times 13,32) = 57,67 \text{ KN}$.
- plancher terrasse : $G_{pc} = (5,02 \times 13,32) = 66,86 \text{ KN}$.

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{PP} = (0,25 \times 0,35) \times (1,85+1,85) \times 25 = 8.09 \text{ KN}$
- Poutre secondaire $G_{PS} = (0,25 \times 0,35) \times (1,85+1,75) \times 25 = 7.87 \text{ KN}$
- $G_P = 8.09 + 7.87 = 15.96 \text{ KN}$.

C. Poids des poteaux :

- Poteau d'étage courant : $P_{pcourant} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 = 6,90 \text{ KN}$.
- Poteau de R.D.C : $P_{RDC} = (0,30 \times 0,30 \times 4,08) \times 25 = 9,18 \text{ KN}$.
- poteau de S/SOL : $G_{S/SOL} = (0,30 \times 0,30 \times 3,50) \times 25 = 7,875 \text{ KN}$.

Surcharge d'exploitation :

- RDC + 1^{ère} étage : $Q \times S = 2,5 \times 15,60 = 39,00 \text{ KN}$.
- Etages courant: $Q \times S = 1,5 \times 15,60 = 23,40 \text{ KN}$.
- Terrasse: $Q \times S = 1 \times 15,60 = 15,60 \text{ KN}$.

II-3 La loi de dégression des charges :

La loi de dégression des surcharge s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

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

Par ailleurs lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans la quelle les charges d'exploitions de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous

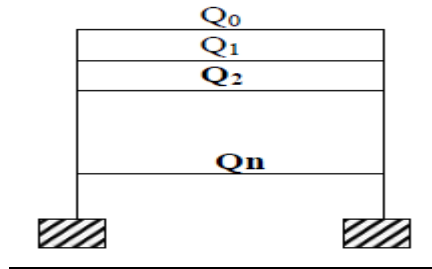
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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.

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu'à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant (D'après le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3), ce qui est le cas du présent ouvrage.



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/SOL
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,71	0,68	0,66	0,65

Les surcharges cumulées :

Niveau	
terrasse	$Q_0=15,60 \text{ KN}$
07	$Q_0+ Q_1=15,60+23,40= 39 \text{ KN}$
06	$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 15,60+ 0,95(2 \times 23,40)=60,06 \text{ KN}$
05	$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 15,60+ 0,90(3 \times 23,40)=78,78 \text{ KN}$
04	$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 15,60+ 0,85(4 \times 23,40)=95,16 \text{ KN}$
03	$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 15,60+ 0,80(5 \times 23,40)=109,20 \text{ KN}$
02	$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 15,60+ 0,75(6 \times 23,40)=120,90 \text{ KN}$
01	$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 15,60+ 0,71(7 \times 23,40)=131,90 \text{ KN}$
RDC	$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 15,60+ 0,68(7 \times 23,40+39,00)=153,50$
S/SOL	KN $Q_0+ 0,66(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)= 15,60+$ $0,66(7 \times 23,40+2 \times 39)=175,19 \text{ KN}$

Tableau II-9) : Dimensionnement des poteaux

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N_s=G+Q$ [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Poids des Planchers	Poids des Poutres	Poids des Poteaux	G_{total}	$G_{cumulé}$	Q_i	$Q_{cumulé}$		$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$	Section adoptée
8	66.86	15.96	6,90	89.72	89.72	15,60	15,60	105.32	140.42	<u>30x30</u>
7	57.67	15.96	6,90	80.53	170.25	23,40	39,00	209.25	279	<u>30x30</u>
6	57.67	15.96	6,90	80.53	250.78	23,40	60,06	310.84	414.45	<u>30x30</u>
5	57.67	15.96	6,90	80.53	331.31	23,40	78,78	410.09	546.78	<u>30x30</u>
4	57.67	15.96	6,90	80.53	411.84	23,40	95,16	507	676	<u>35x35</u>
3	57.67	15.96	6,90	80.53	492.37	23,40	109,20	601.57	802.09	<u>35x35</u>
2	57.67	15.96	6,90	80.53	572.9	23,40	120,90	693.8	925.06	<u>35x35</u>
1	57.67	15.96	6,90	80.53	653.43	23,40	131,90	785.33	1047.10	<u>40x40</u>
RDC	57.67	15.96	9,18	82.81	736.24	39,00	153,50	889.74	1186.32	<u>40x40</u>
S/SO L	57.67	15.96	7,875	81.50	817.74	39,00	175,19	992.93	1323.90	<u>40x40</u>

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA**[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

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

Les dés de calage sont interdits.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies$ en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \implies$ en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

Pour le : S/SOL, RDC et 1^{er} étage: (40x40) cm^2

Pour le: 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage (35x35) cm^2

Pour le : 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage : (30x 30) cm^2

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20 = 408 / 20 = 20,4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

II-5) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ (BAEL 91, B.8.3)}$$

Avec: l_f : Longueur de flambement d'un poteau ($l_f = 0.7 l_0$) (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)

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

l_0 : Longueur libre de poteau

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

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

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

Tableau II.10) : vérification du flambement pour tous les poteaux.

Niveau	poteau	Diamètre (cm)	I_{\min} (cm ⁴)	Section(S) (cm ²)	i_{\min} (cm ⁴)	L_o (cm)	λ
5 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	carré	30x30	67500	900	8,66	306	24,73
2 ^{eme} au 4 ^{eme} étage	carré	35x35	125052,08	1225	10,10	306	21,20
1 ^{ere} étage	carré	40x40	213333,33	1600	11,55	306	18.53
RDC	carré	40x40	213333,33	1600	11.55	408	24.70
S/SOL	carré	40x40	213333,33	1600	11.55	350	21.19

Remarque :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les pré-dimensionnements suivant :

	Les dimensions	
Plancher à corps creux	20cm (16+4)	
Dalles pleines	15 cm	
Poutres principales	(25x35) cm2	
Poutres secondaires	(25x35) cm2	
Poutres palières	(25x35) cm2	
Poutres de chaînage	(25x35) cm2	
Poteaux	S-SOL, RDC et 1 ^{er} étages	(40x40) cm2
	2 ^{eme} au 4 ^{eme} étages	(35x35) cm2
	5 ^{eme} au 8 ^{eme} étages	(30x30) cm2
Voile	épaisseur : 25 cm	

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91(modifié 99), RPA et CBA.

III-A) Acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », accompagné d'une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à (Q=1KN/ml), provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m.

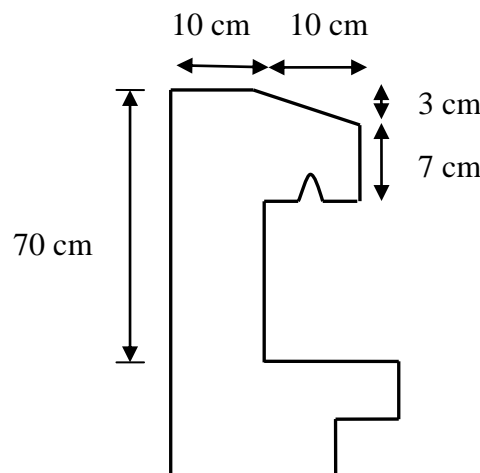


Figure .III-A-1 : Coupe verticale de l'acrotère

Schémas statiques de calcul:

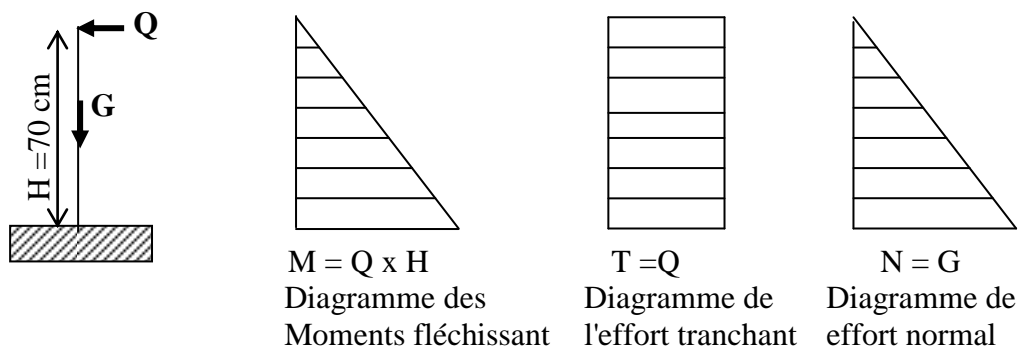


Fig.III-A-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III-A-1 Calcul des sollicitations:

- Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:

$$G = S \times \rho = [(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25 = 1,962 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,962 \text{ KN/ml}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25 KN/m^3)
 - S : section transversale de l'acrotère.
 - Q : effort horizontal dû à la main courante.
- $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,962 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$.

III-A-2 Combinaison de charges:

- A l'ELU, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$
 - Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,962 = 2,649 \text{ KN}$.
 - Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$.
 - Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.
- A l'ELS, la combinaison de charges est: $G + Q$
 - Effort normal de compression : $N_s = G = 1,962 \text{ KN}$.
 - Moment de renversement : $M_s = 0,7 \text{ KN.m}$.
 - Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

III-A-3 Ferrailage:

L'étape du ferrailage consistera à étudier une section rectangulaire encastree à la base et libre à l'extrémité (console) soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

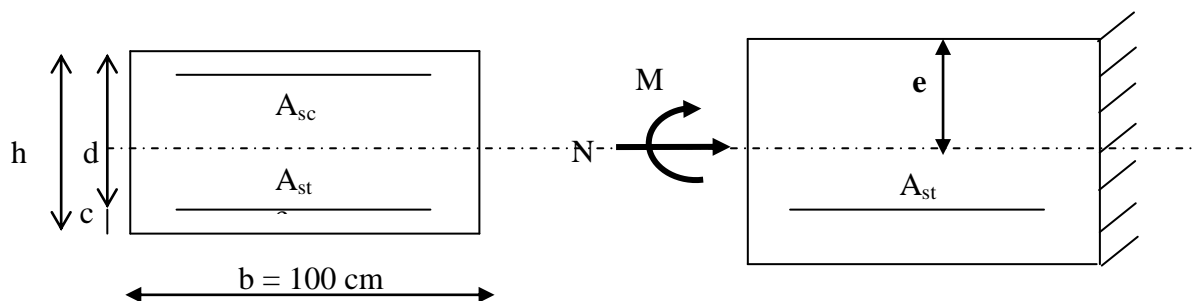


Fig.III.A-3 Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm}; c=3\text{cm}; h=10\text{cm}; d=7\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

b : longeurs unitaire qui est égale à 1m.

c: centre de pression.

h:hauteur de la section.

d =h-c : est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,649} = 0,396 \text{ m} = 39,6 \text{ cm.}$$

Verification:

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis elle se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul d'armatures en flexion simple:**

Moment fictif :

$$g = e_u + h/2 - c = 39,6 + 5 - 3 = 41,6\text{cm} = 0,416 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2,649 \times 0,416 = 1,102\text{KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

0.85 : condition du travail

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

Θ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ($t > 24\text{h}$).

γ_b : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

D'où : $f_{bu} = 14,16\text{MPa}$ soit : $f_{bu} = 14,2\text{MPa}$.

$$\mu_b = \frac{1,102 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,0158 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0158 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,102 \times 10^6}{0,992 \times 70 \times 348} = 45,60\text{mm}^2 = 0,456\text{cm}^2$$

$$A_{stf} = 0,456 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,456 \times 10^2 - \frac{2,649 \times 10^3}{348} = 38 \text{ mm}^2$$

$$A = 0,38 \text{ cm}^2$$

III-A-5 Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99].

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 f_{t28}/f_c \left[\frac{e_s - 0,455 d}{e_s - 0,185 d} \right] b d$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1/400 \times \left[\frac{35,70 - 0,455 \times 7}{35,70 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

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

$e_s = M_s/N_s = 0,7/1,962 = 0,357 \text{ m}$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = $2,512 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20 cm.

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,512}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** = $2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

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

- On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a : $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,021 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50 MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre cette effort, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

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

A.N : $\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$

ϕ : c'est le diamètre des barres.

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 12,56 \times 10} = 0,190 MPa$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa > 0,190 MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Espacement des barres**

Armatures principale : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa.$$

A.N : $L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$

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

III-A-6 vérification des contraintes à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

- Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(200; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

On prend : $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA $\varnothing \geq 6$ mm) , FeE400.

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; \max (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358$$

$$\rho = 0,358 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,907 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^6}{0,907 \times 70 \times 2,51 \times 100} = 43,93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{43,93}{38,76} = 1,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-A-7 vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,3** (zone III, groupe 1B).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,3**

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,962 KN/ml**

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,3 \times 1,962 = 0,706 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Note:

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.

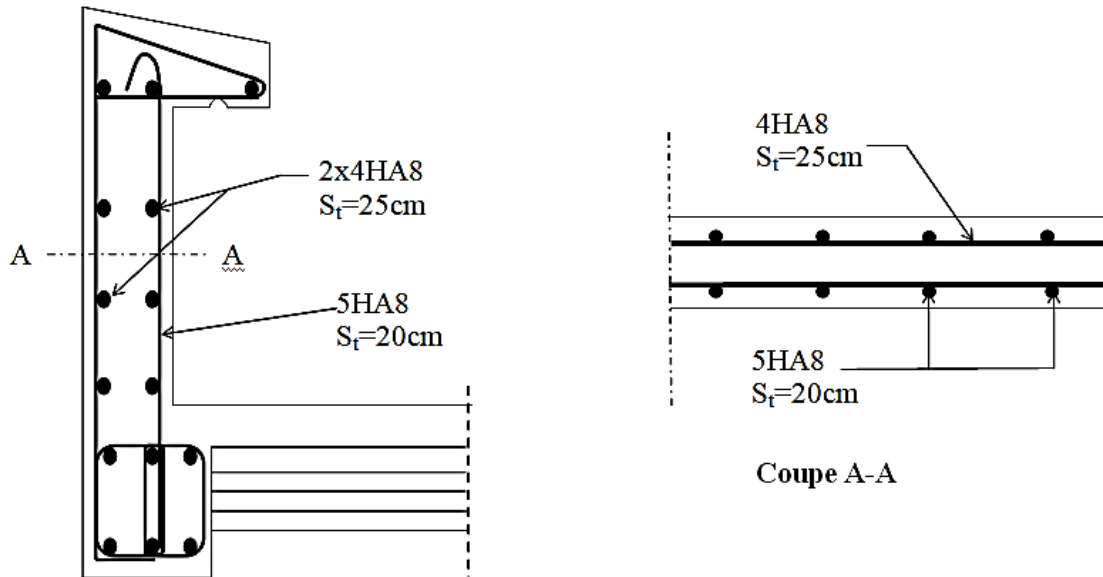


Figure III-A-4: ferrailage de l'acrotère

III.B. LES PLANCHERS

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

Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers ayant pour différences leurs charge d'exploitation (habitation, service et dernier étage). Les poutrelles sont de sections en Té, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

III.B.1 La dalle de compression :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe500) ayant pour but de :

- Limités les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le règlement **BAEL91 art. B.6.8, 423. :**

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher bas de RDC.

III.B.1.1 Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \text{BAEL91 art. B.6.8, 423}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles (l=65cm)(50 cm ≤ L ≤ 80 cm).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement S_t = 20 cm

III.B.1.2 Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement S_t = 20 cm

Conclusion :

On adoptera un treillis soudés Φ5, de nuance FeE500, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (200 x200).

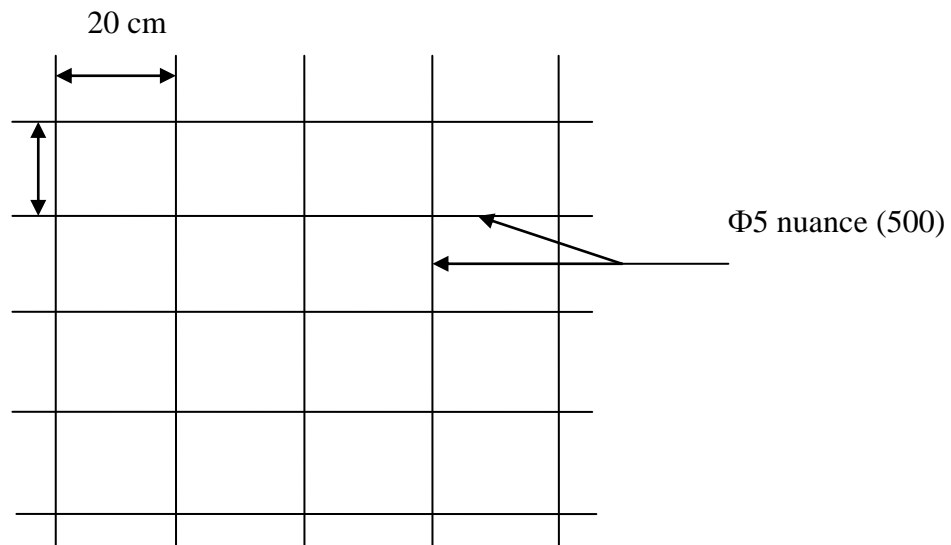


Figure-III-B.1 : Treillis soudé

III.B.2 Etude de la poutrelle :

a/ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

Les poutrelles préfabriquées sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

b/Dimensionnement des poutrelles :

Les règles **BAEL A.4.1.3** précisent

que la largeur de la table de compression

(b_1) est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs

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

- L_1 : longueur libre entre nus d'appuis (400cm).

- L : distance entre deux parements voisins

de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53$ cm) **Figure III.B.2: Schéma de la section en T**

- b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

- h_0 : Épaisseur de la dalle de compression (4cm).

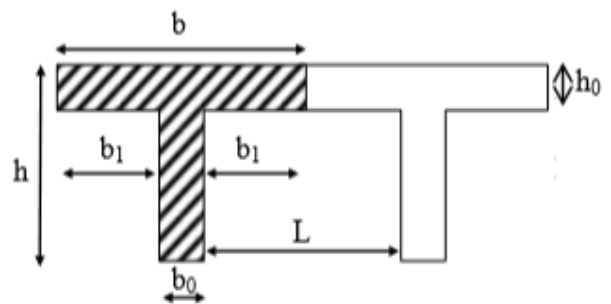
- b_1 : La largeur de l'hourdis tel que :

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

$$= \text{Min} (40 ; 26.5 ; 32) = 26.5 \text{ cm.}$$

- b : Largeur de la table de compression avec :

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$



•h : hauteur de la section avec :
 $h = 20 + 4 = 24 \text{ cm}$

III.B.3 Calcul de la poutrelle :

▪ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis. Elle travaillera en flexion simple.

a) **Poids des planchers repris par la poutrelle :**

Planchers	G(KN/m)	Q(KN/m)
Plancher terrasse inaccessibles	$5,02 \times 0,65 = 3,263$	$1 \times 0,65 = 0,650$
Plancher étage courant usage habitation	$4,33 \times 0,65 = 2,814$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
Plancher étage RDC usage commercial	$4,33 \times 0,65 = 2,814$	$2,5 \times 0,65 = 1,625$

b) **Combinaisons de charges:**

Planchers	ELU: $1,35G + 1,5Q$	ELS: $G + Q$
Plancher terrasse inaccessibles	5,38	3,913
Plancher étage courant usage habitation	5,26	3,789
Plancher étage RDC usage commercial	6,235	4,439

Pour la suite de calcul nous allons considérer le plancher le plus sollicité, qui est le plancher étage courant.

$$q_u = 6,235 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,439 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

III.B.4 Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99**). Elle n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.
- ✓ Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- ✓ Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

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

Vérifications :**-Plancher d'étage de service :**

Conditions d'applications (**Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99**):

$$\cdot \text{ On a : } \begin{cases} Q = 2.5 \text{ KN/m} \\ 2G = 2 \times 4.33 = 8.66 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$Q \leq \min \{8.66 ; 5\text{KN/ml}\}$$

$$Q=2.5 \text{ KN/ml} < 5\text{KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- La fissuration est non préjudiciable. \Longrightarrow **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{300}{400} = 0.75 ; \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{400}{380} = 1.05 ; \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{380}{380} = 1$$

$$0.8 \leq 1 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc dans notre cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par :

La méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

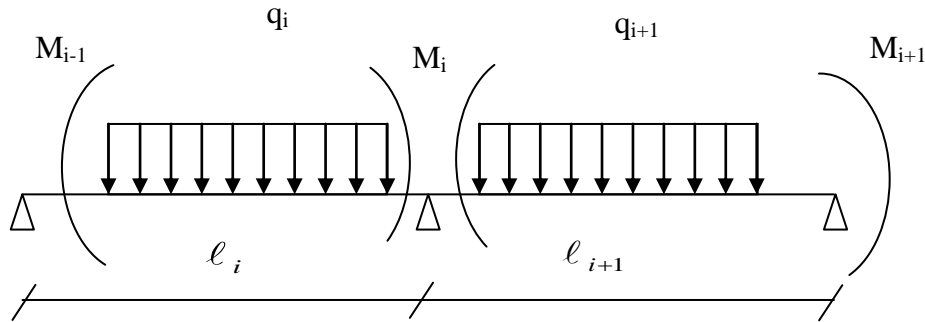


Figure III-B.3: Diagramme des moments

-L'expression des trois moments est donnée par les équations suivantes :

Moments aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}\right)$$

b) Moments en travée :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \text{ Tel que : } \mu_{(x)} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (1-x)$$

Avec :

- $\mu(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.
- " M_{i-1} ", " M_i " et " M_{i+1} " : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux 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".
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui "i".
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui "i".

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Remarque

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à 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.

c) Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Dans notre cas nous avons à calculer cinq types de poutrelles :

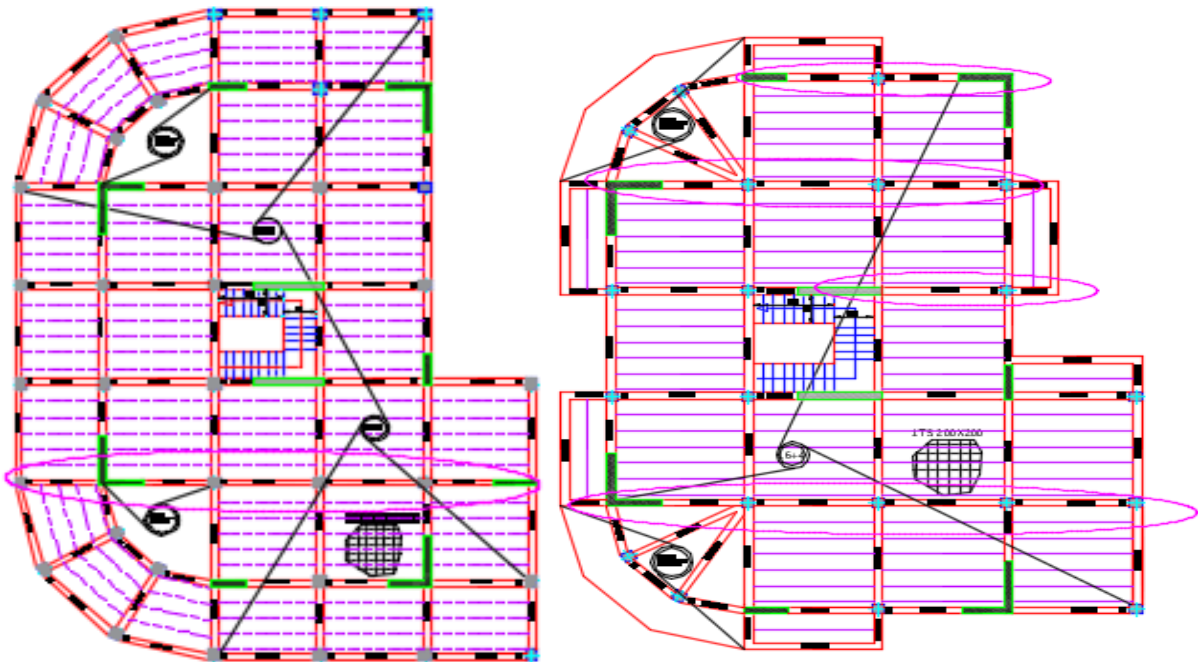


Figure III.B.4: Différents cas de poutrelles à étudier

✚ Poutrelles à cinq travées à 6 appuis :

$q_u = 6.235 \text{ KN/ml.}$

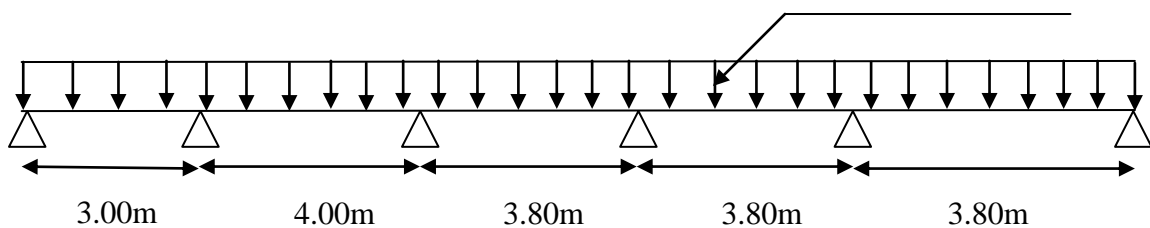
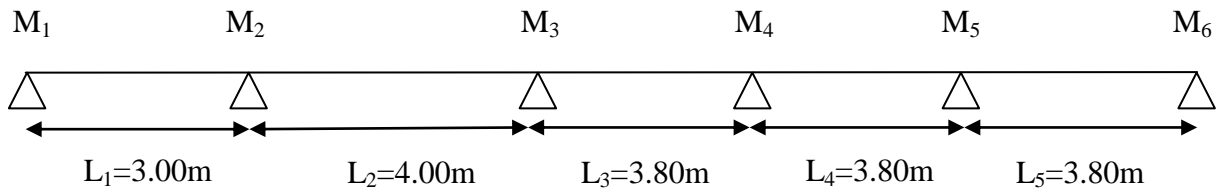


Figure III-B.5: Diagramme des charges sur les poutrelles

➤ Calcul des moments sur appuis :

Par symétrie nous avons : $M_4 = M_5$



- Pour $i=1$ $6 M_1 + 3M_2 = - 42.08$(1).
- Pour $i=2$ $3 M_1 + 14 M_2 + 4M_3 = -141.84$(2).
- Pour $i=3$ $4M_2 + 15.6 M_3 + 3.8 M_4 = -185.29$(3).
- Pour $i=4$ $3.8 M_3 + 15.2 M_4 + 3.8 M_5 = -171.06$ (4).
- Pour $i=5$ $3.8 M_4 + 15.2 M_5 + 3,8 M_6 = -171.06$,.....(5).
- Pour $i=6$ $3.8 M_5 + 7.6 M_6 = -85.53$(6).

La résolution du système nous donne :

$M_1 = -3.56 \text{KN.m}$ $M_2 = -7.01 \text{KN.m}$ $M_3 = -8.25 \text{KN.m}$
 $M_4 = -7.50 \text{KN.m}$ $M_5 = -7.50 \text{KN.m}$ $M_6 = -7.52 \text{KN.m}$

➤ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$ Tel que : $\mu_{(x)} = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} = q \frac{x}{2} (L-x)$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante : $x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q L_i}$

N° travée	L_i (m)	$L_i/2$ (m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_{i+1} - M_i$ (KN.m)	qu (KN/ml)	$qu \times L_i$ (KN)	X (m)	$\mu_{(x)}$	M^{\max} (KN.m)
1-2	3.00	1.50	-3.56	-7.01	-3.45	6.235	18.71	1.32	6.91	1.83
2-3	4.00	2.00	-7.01	-8.25	-1.24	6.235	24.94	1.95	12.46	4.85
3-4	3.80	1.90	-8.25	-7.50	0.75	6.235	23.69	1.93	11.25	3.38
4-5	3.80	1.90	-7.50	-7.50	0	6.235	23.69	1.90	11.25	3.75
5-6	3.80	1.90	-7.50	-7.52	-0.02	6.235	23.69	1.90	11.25	3.74

Tableau III-B.1: Calcul des moments en travées.

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à 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 donc :

travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{max} (KN.m)
1	-4.75	-9.35	2.44
2	-9.35	-11	6.46
3	-11	-10	4.51
4	-10	-10	5
5	-10	-10.02	4.98

Tableau.III.B.2. Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

Calcul des efforts tranchant :

Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$ }

Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = - \frac{q L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_{i+1}}$ }

Les moments serrant prés en valeur absolue

Tableau III-B.3: Calcul des efforts tranchants

N° Travée	Longueur	$\frac{q}{2} \times L_{i+1}$	$(M_{i+1}-M_i)/L_{i+1}$	T _i (x=0)	T _{i+1} (x=L _i)
1-2	3.00	9.35	-1.53	7.82	-10.88
2-3	4.00	12.47	-0.41	12.06	-12.88
3-4	3.80	11.85	0.26	12.11	-11.59
4-5	3.80	11.85	0	11.85	-11.85
5-6	3.80	11.85	-0.005	11.84	-11.86

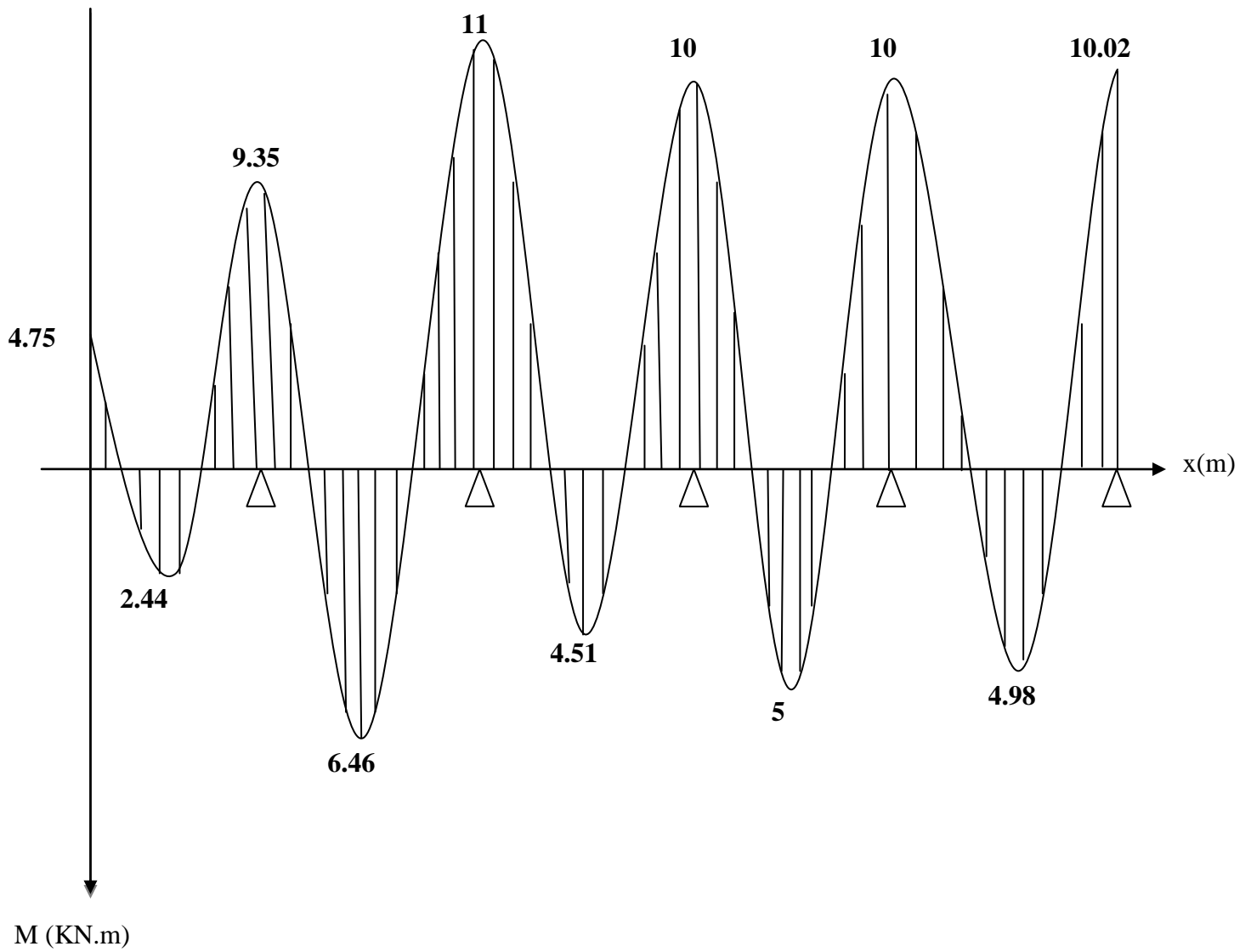


Figure III-B.6: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

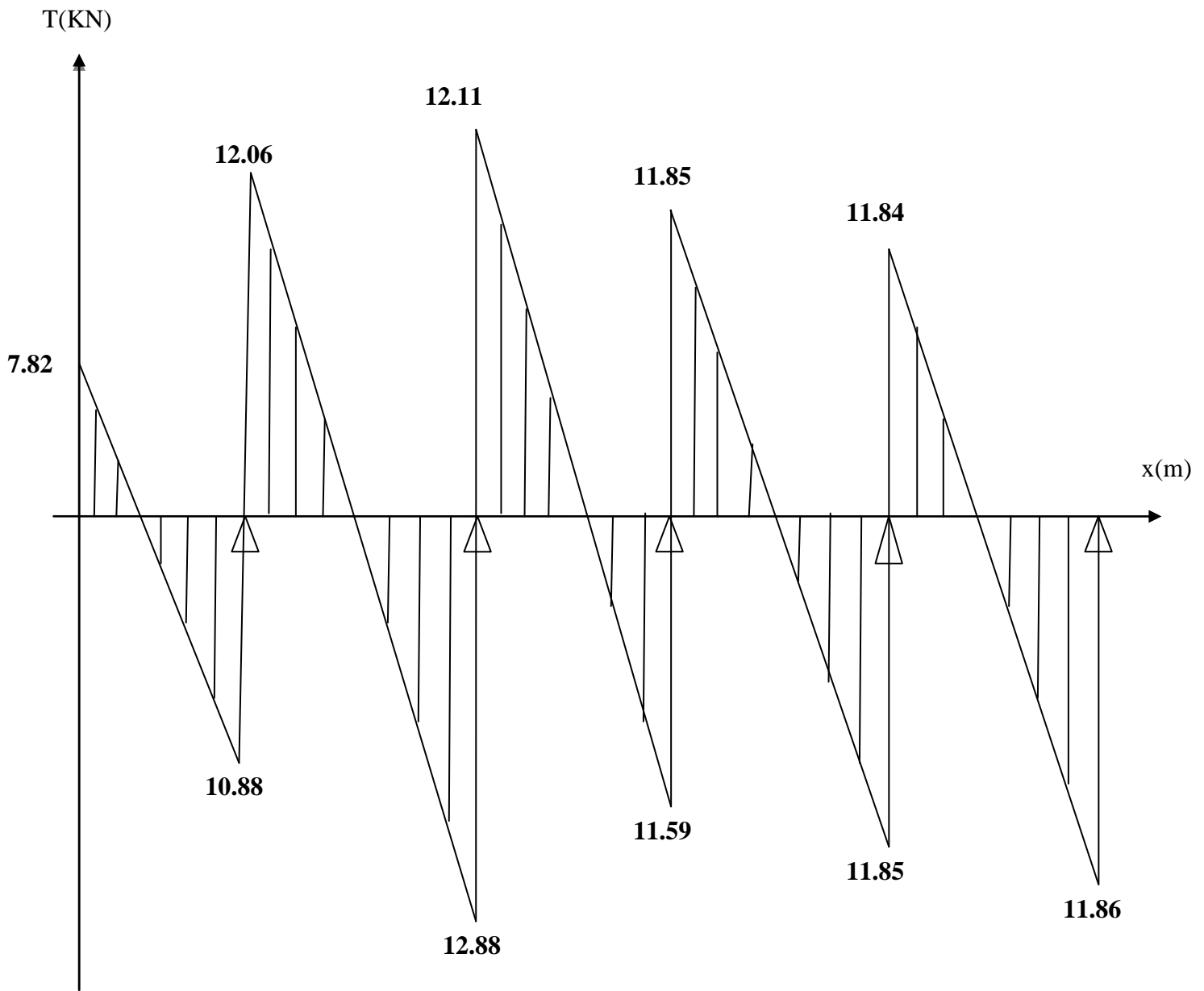
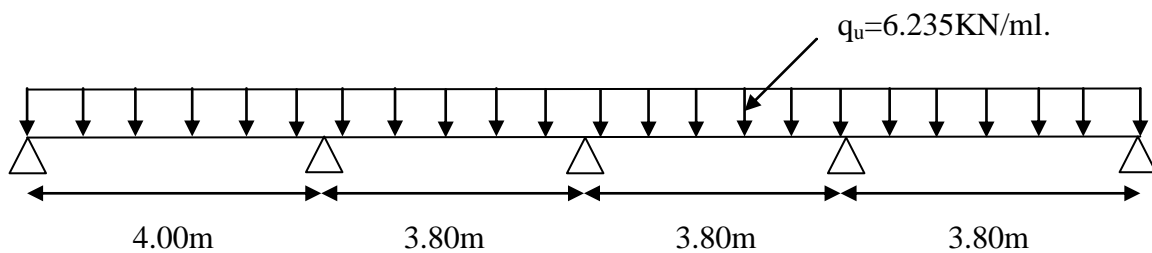


Figure III-B.7: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✚ Poutrelles à quatre travées à 5 appuis :



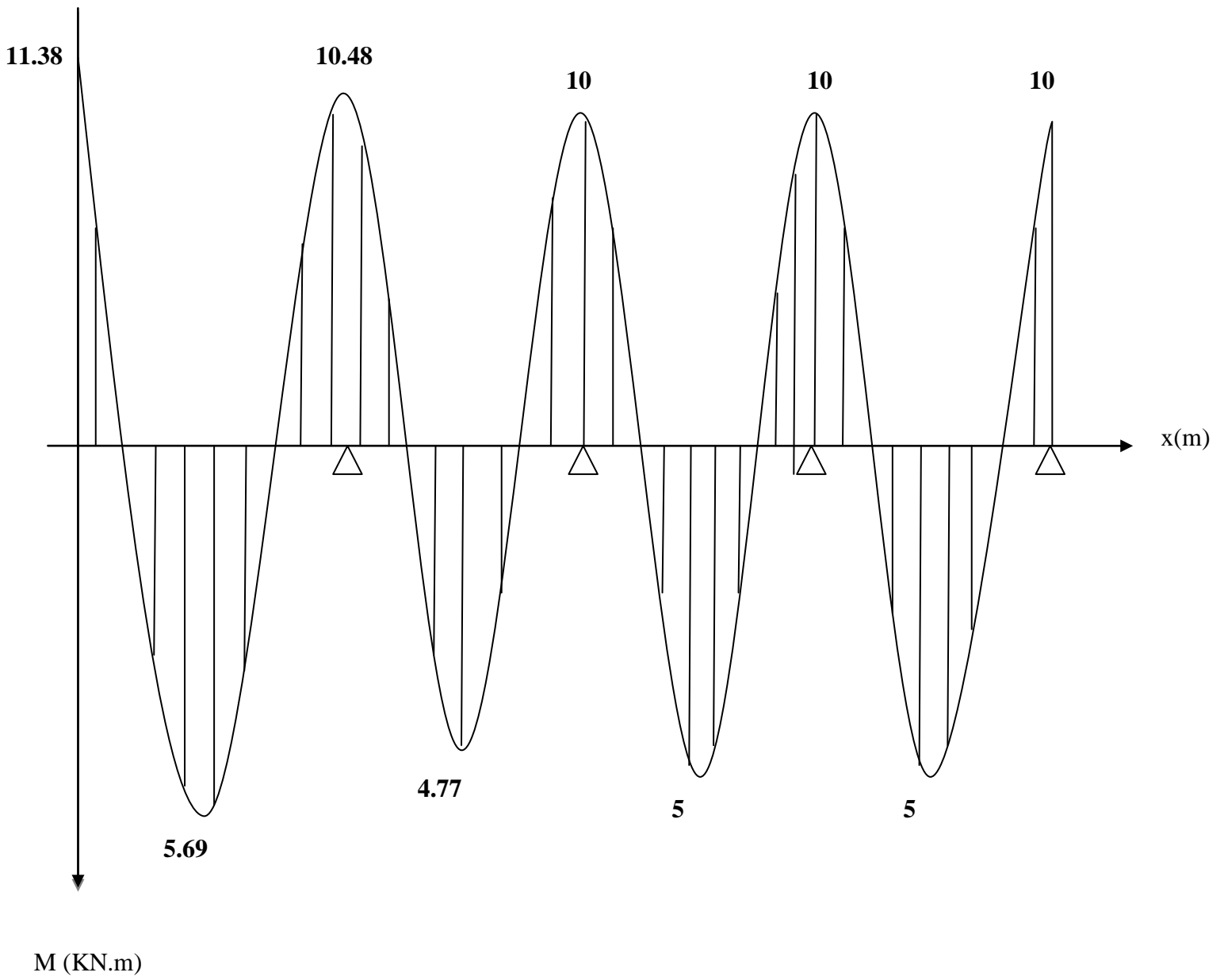


Figure III-B.8: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KN.m) après correction

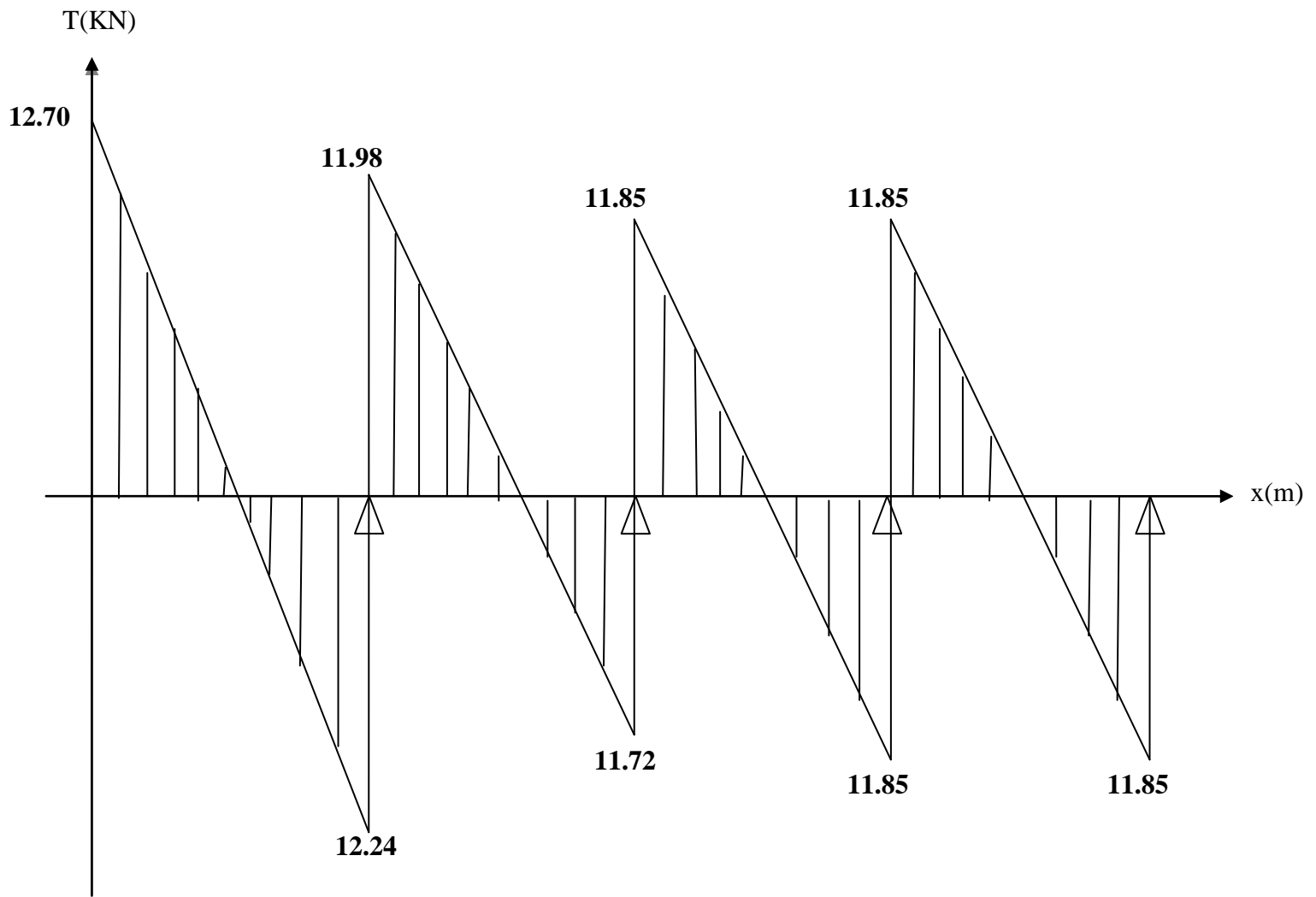
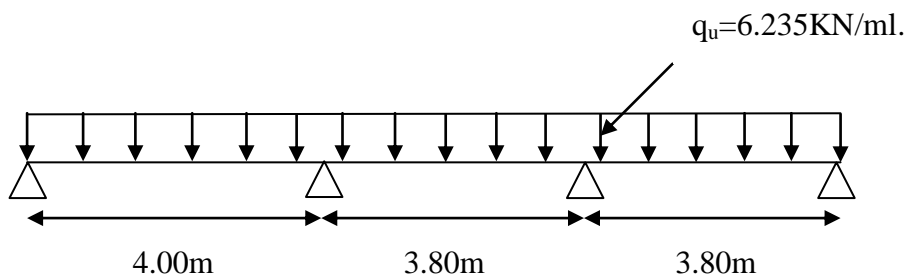


Figure III-B.9: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✚ Poutrelles à trois travées à 4 appuis :



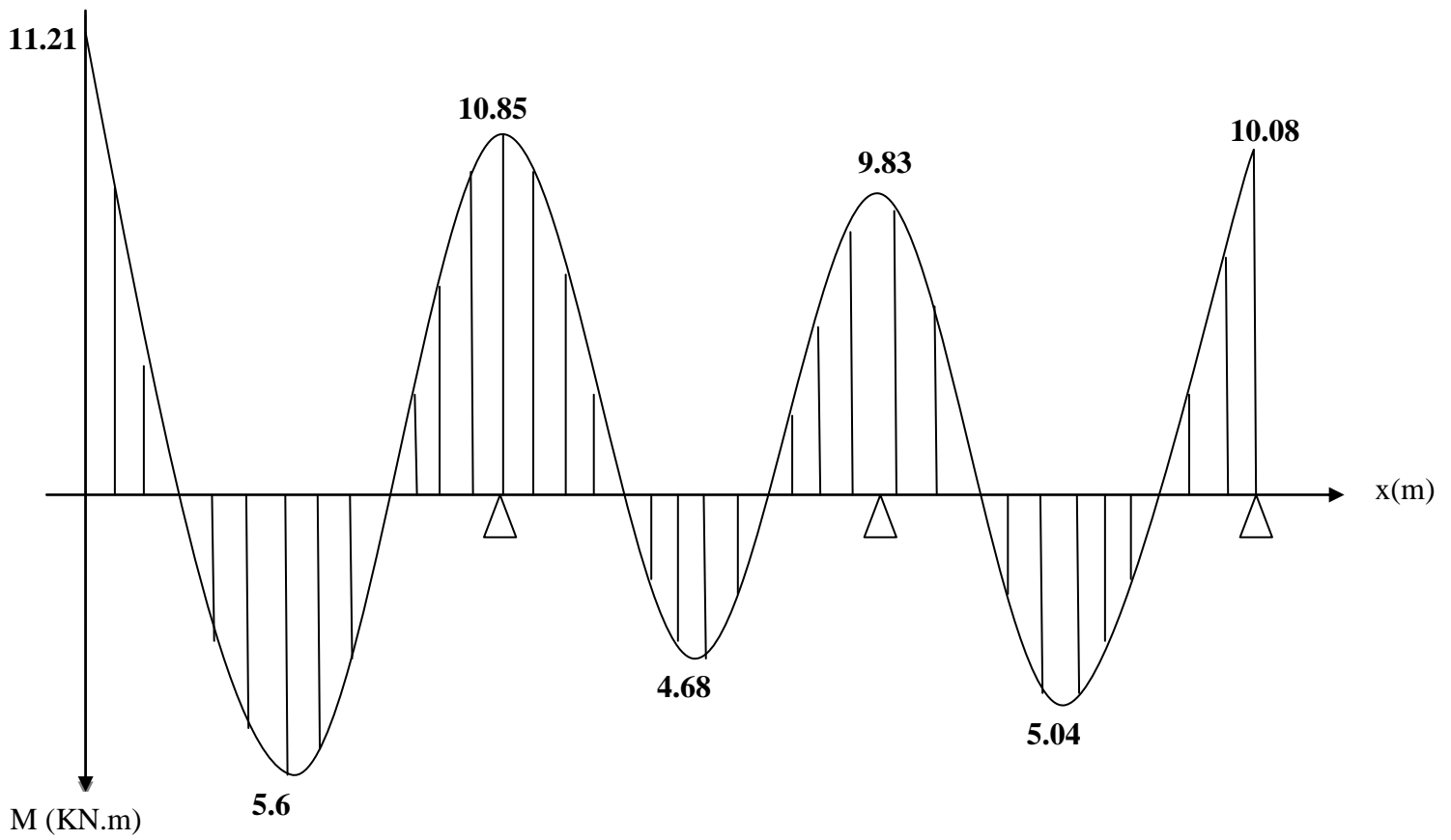


Figure III-B.10: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm) après correction.

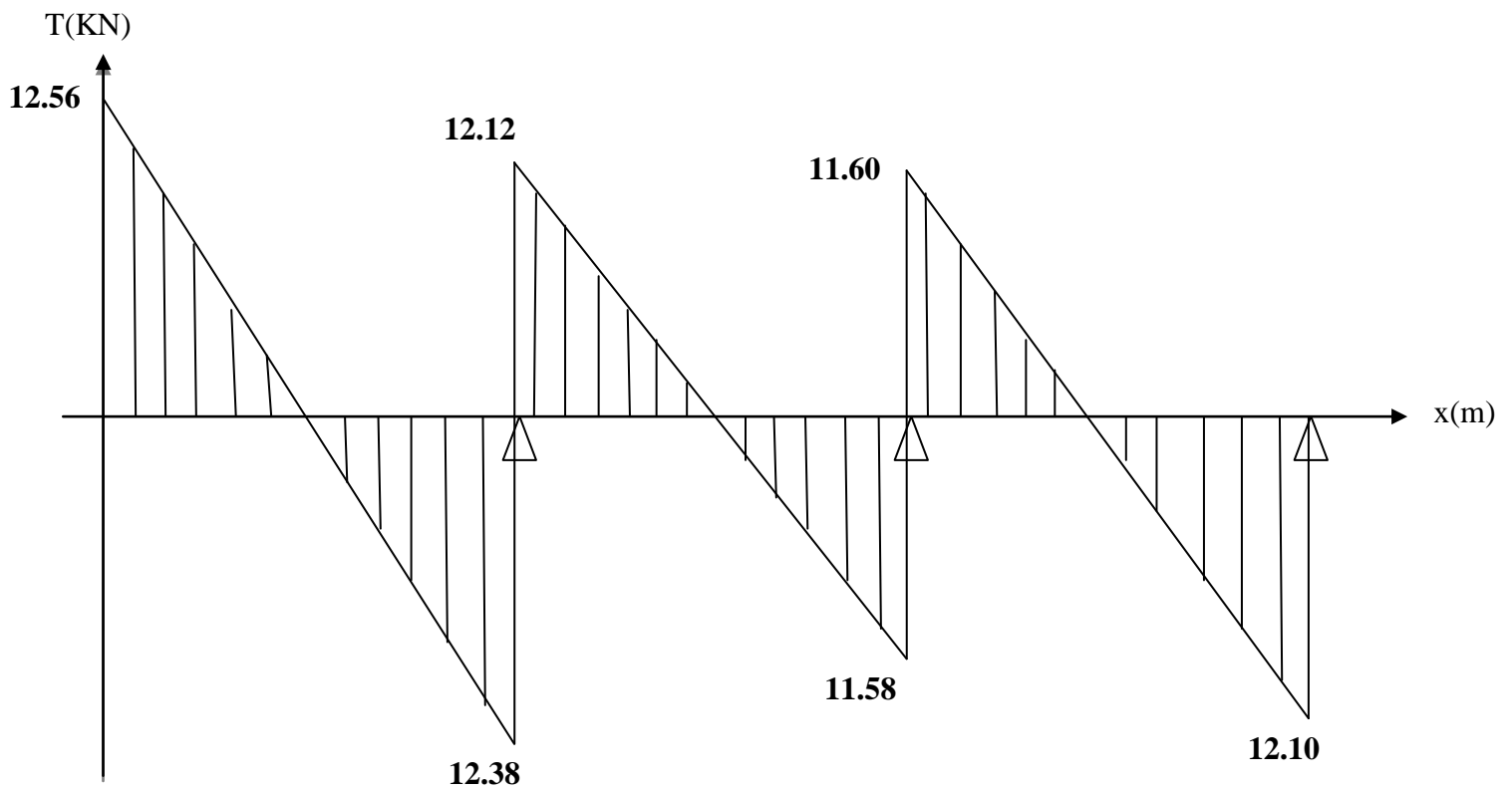


Figure III-B.11: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✚ Poutrelles à deux travées à 3 appuis :

$q_u = 6.235 \text{ KN/ml.}$

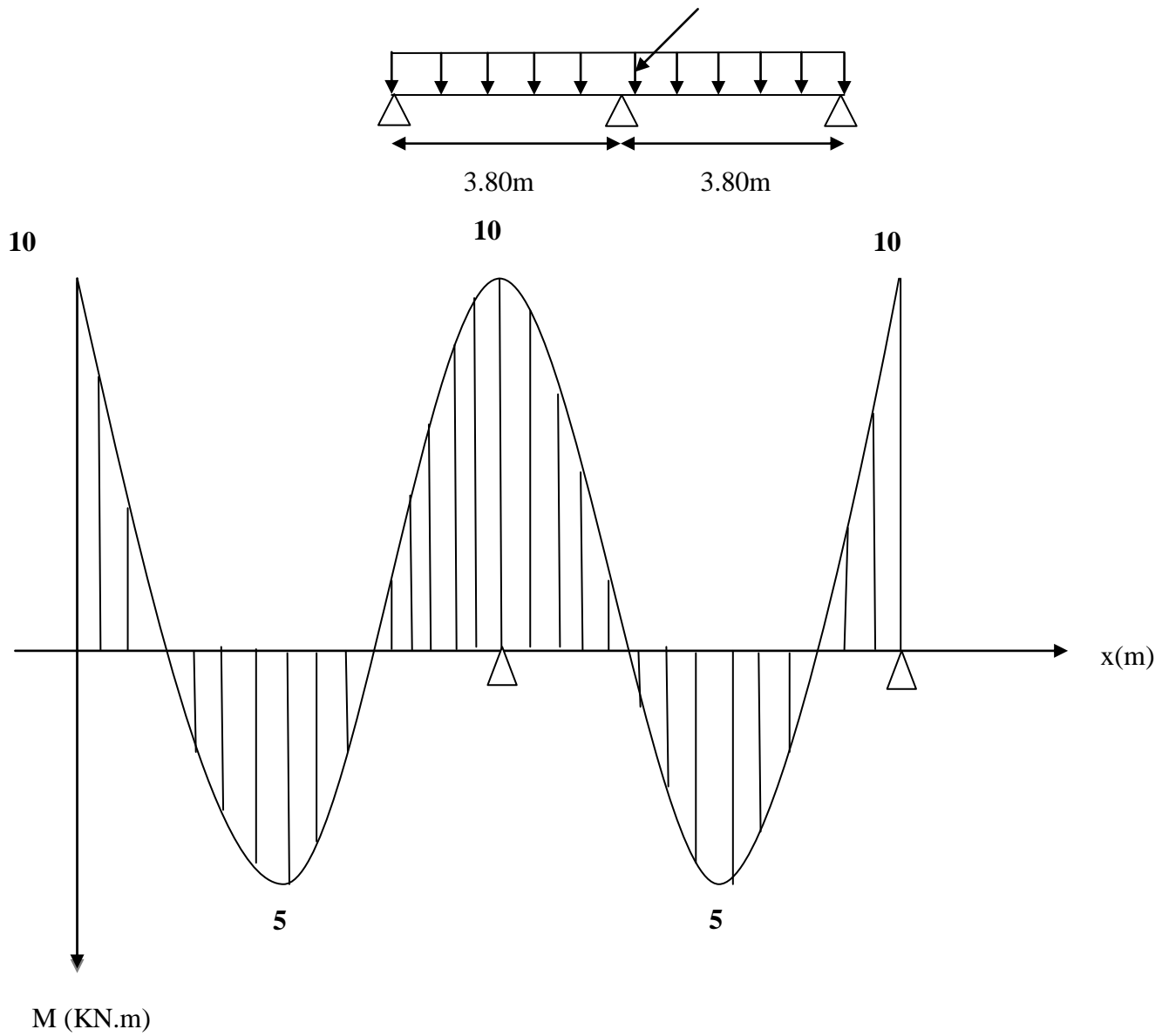


Figure III-B.12: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm) après correction.

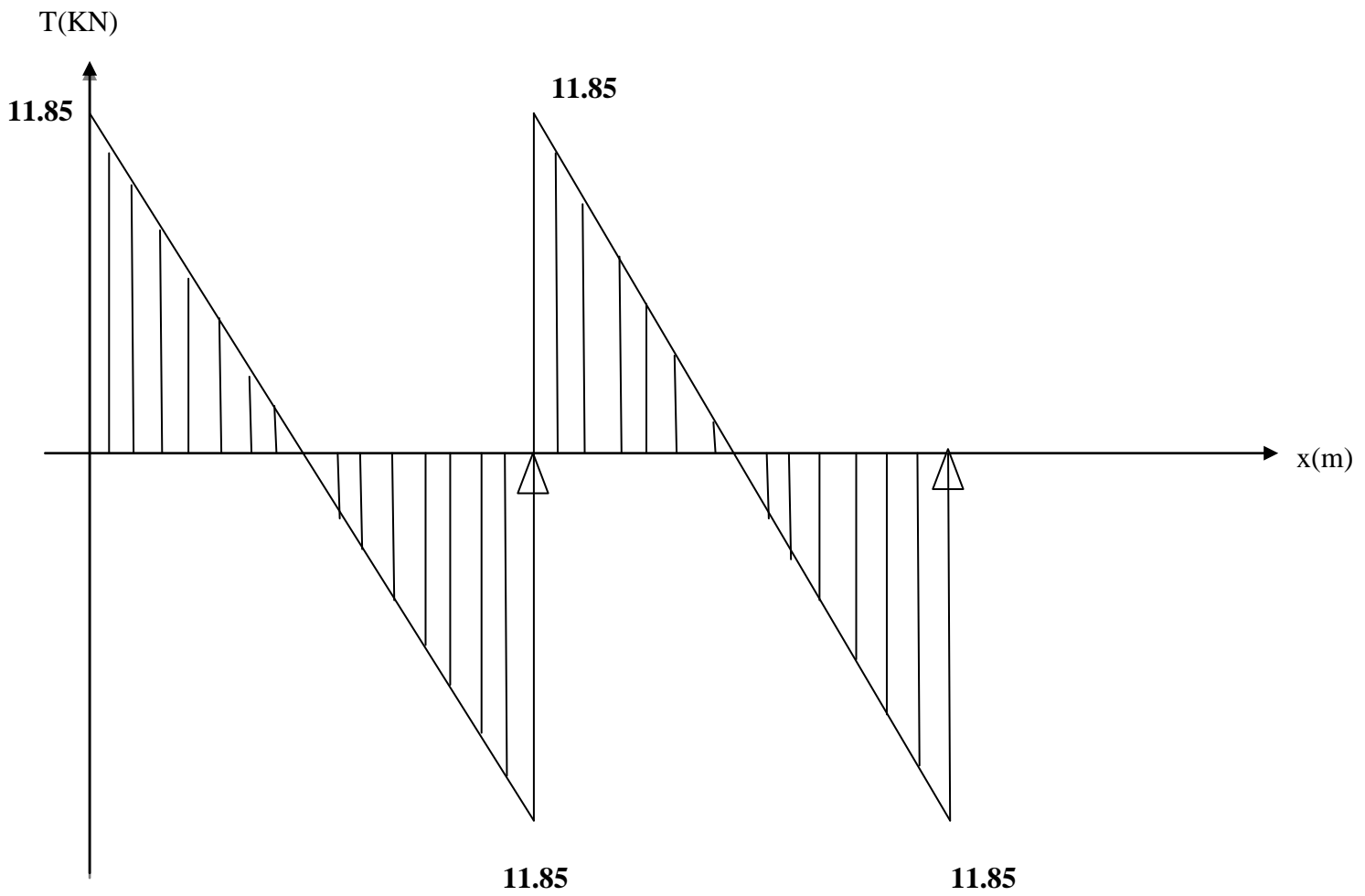
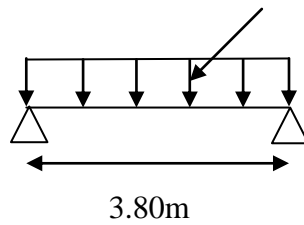


Figure III-B.13: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

✚ Poutrelles à une travée à 2 appuis :

$q_u=6.235\text{KN/ml.}$



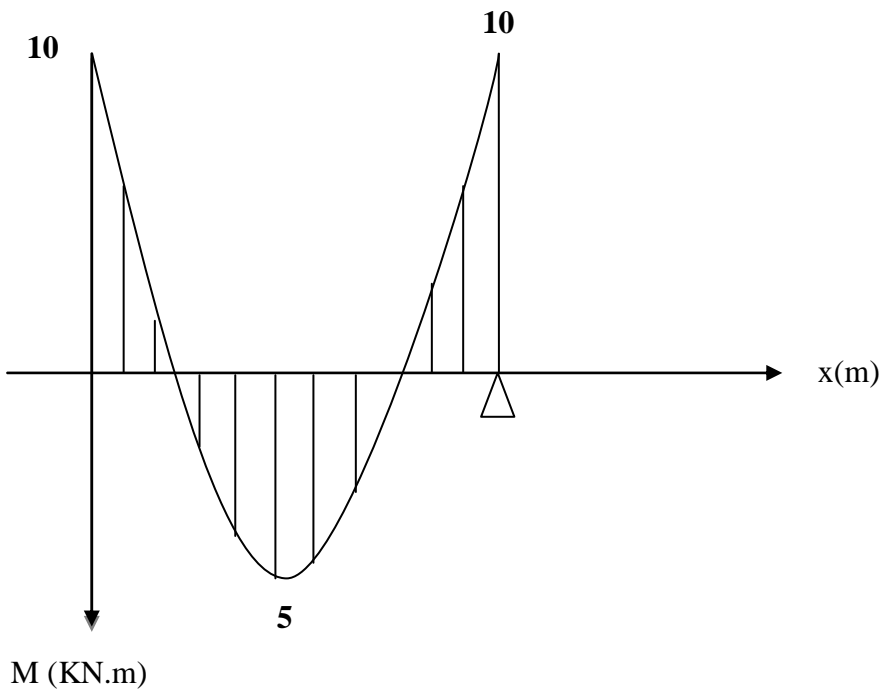


Figure III-B.14: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm) après correction.

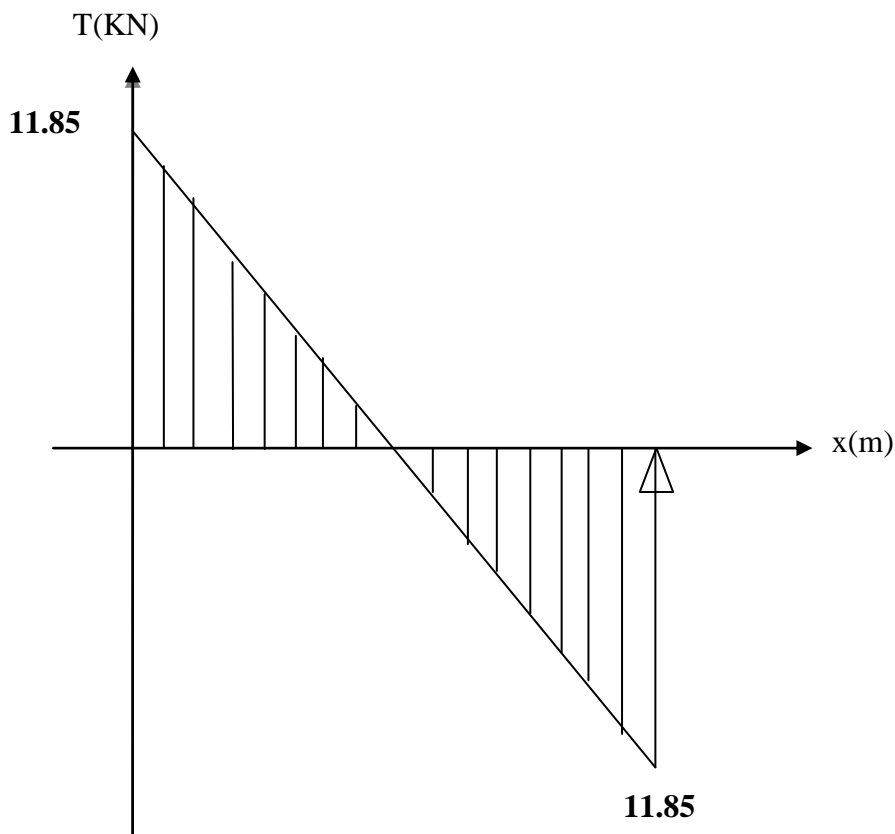
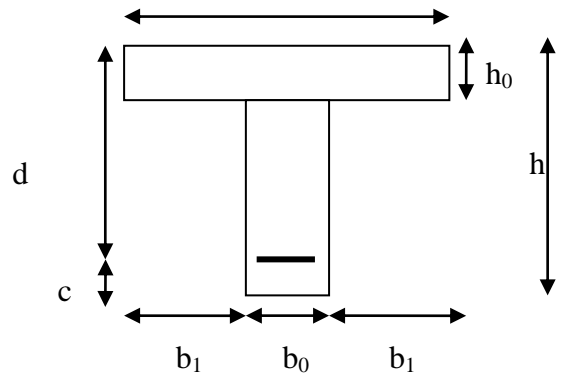


Figure III-B.15: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)

III.B.6 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.
 Les poutrelles seront calculées comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

- $b_1 = 26.5\text{cm}$ (La largeur de l'hourdis).
- $b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).
- $b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).
- $h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).
- $h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).
- $c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs).
- $d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).



On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée :

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

$$M_a^{\max} = 11.38\text{KN.m}$$

$$T^{\max} = 12.88\text{ KN}$$

Armatures longitudinales :

• En travée :

Position de l'axe neutre (A.N) :

- Si : $M_t^{\max} > M_0$: (l'axe neutre est dans la nervure).
- Si : $M_t^{\max} < M_0$: (l'axe neutre est dans la table de compression).

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072\text{KN.m}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14,2\text{MPa}$

$M_t^{\max} = 6.46\text{ KN.m} < M_0 = 59.072\text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé donc n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20)$.
 La section en (Té) se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.46}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA (Asc=0)} \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.46 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 347.8} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3HA8 = 1.50 cm²**

• **Aux appuis :**

$M_a^{\max} = 11.38 \text{ KN.m}$ (Le moment maximal aux appuis)

-La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b_0 \times h$) = (12x20) cm².

-Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

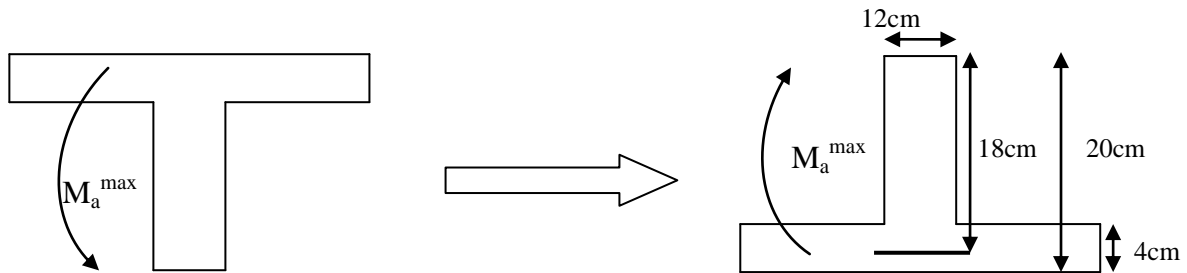


Figure III-B.16: Les moments aux niveaux des appuis

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.38 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.21$$

Donc : $\mu = 0.21 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

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

$\mu = 0.21 \rightarrow \beta = 0.881$

$$A_{sa} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.38 \times 10^3}{0.881 \times 18 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$**

✚ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art A.7.2.2) :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

Avec :

- φ_t : Diamètre des armatures transversal.
- φ_1 : Diamètre des armatures longitudinal.

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10}\right)\right\} \leq \min\{(5.71; 10; 12)\} \Rightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On opte pour 1 étrier en $\Phi 8$; Donc : $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement entre les cadres :

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

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

III.B.7 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99) :

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

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

En travée : $A_{st} = 1.50 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement (Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } V_{u\max} = 12.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.88 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ (BAEL91. Art. A. 5. 2. 1, 211)}$$

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

$$\tau_u = 0.6 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} ; \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i}$$

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

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 0.8 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.88 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.4} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times \pi \times 1.2 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.88 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.4} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) :

Longueur de scellement (l_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 12 \text{ mm}$$

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

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 [Art. A.6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 \text{ avec } a=0.9d$$

$$T_{max} = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 \times 10^{-3}$$

$$T_{max} = 129.6 \text{ KN}$$

- Au niveau des appuis de rive (**BAEL 91 / Art. 5.1, 312**) :
 $T_{max} = 12.70 \leq 129.6 \text{ KN} \implies$ **condition vérifiée.**
- - Au niveau des appuis intermédiaires (**BAEL 91 / Art. 5.1, 321**) :
 $T_{max} = 12.88 \leq 129.6 \text{ KN} \implies$ **condition vérifiée.**

f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A.5.1, 313/BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que :

$$A \geq \left(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

➤ Appui de rive :

$$M_{max} = 11.38 \text{ KN.m et } T_{max} = 12.70 \text{ KN}$$

$$A = 0.26 \text{ cm}^2 \geq \left(12.70 - \frac{11.38}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -1.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

➤ Appui intermédiaire :

$$M_{max} = 6.46 \text{ KN.m et } T_{max} = 12.88 \text{ KN}$$

$$A = 0.26 \text{ cm}^2 \geq \left(12.88 - \frac{6.46}{0.9 \times 0.18} \right) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} = -0.77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C. V}$$

g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL 91 / Art. A.5.1, 322) :

On doit vérifier que :

$$\frac{2T_{max} f_{c28}}{f_e 0.9d} \leq \frac{1.3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 12.88 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 180} = 0.40 \leq \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \rightarrow \text{C. V}$$

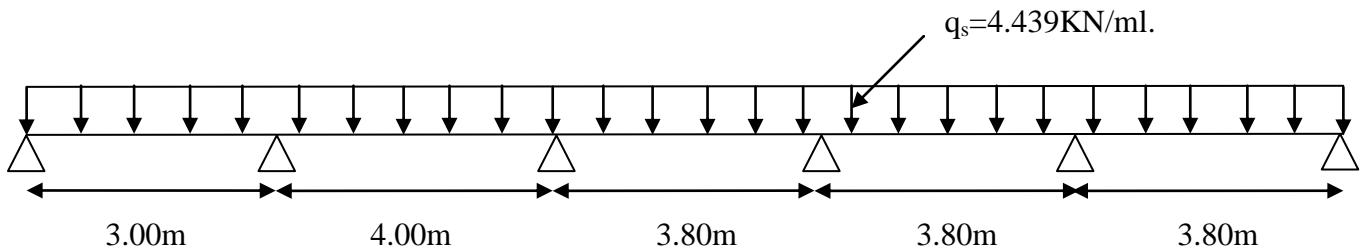
III.B.8 Calcul à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge q_u . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u}$ pour obtenir les valeurs à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.439}{6.235} = 0.71$$

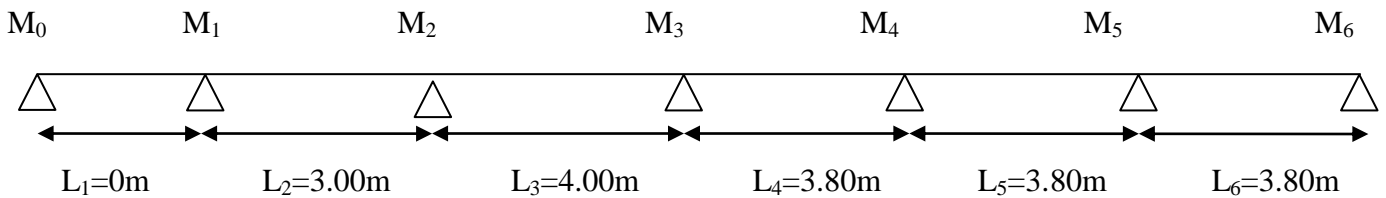
Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci- dessous :

✚ Poutrelles à cinq travées à 6 appuis :



➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons : $M_4 = M_5$



- Pour $i=1$ $6M_1 + 3M_2 = -29.96$ (1).
- Pour $i=2$ $3M_1 + 14M_2 + 4M_3 = -100.98$ (2).
- Pour $i=3$ $4M_2 + 15.6M_3 + 3.8M_4 = -131.91$ (3).
- Pour $i=4$ $3.8M_3 + 15.2M_4 + 3.8M_5 = -121.78$ (4).
- Pour $i=5$ $3.8M_4 + 15.2M_5 + 3.8M_6 = -121.78$ (5).
- Pour $i=6$ $3.8M_5 + 7.6M_6 = -60.89$ (6).

a) Les moments aux appuis :

$$M_1 = -2.49 \text{ kN.ml} \quad M_2 = -5.01 \text{ kN.ml} \quad M_3 = -5.34 \text{ kN.ml}$$

$$M_4 = -5.34 \text{ kN.ml} \quad M_5 = -5.34 \text{ kN.ml} \quad M_6 = -5.34 \text{ kN.ml}$$

b) Calcul des moments en travée :**Tableau III-B.4: Calcul des moments en travées.**

N° travée	Li (m)	Li/2 (m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{i+1} - M _i (KN.m)	qs (KN/ml)	qs x L _i (KN)	X (m)	μ _(x)	M ^{max} (KN.m)
1-2	3.00	1.50	-2.49	-5.01	-2.52	4.439	13.32	1.31	4.91	2.41
2-3	4.00	2.00	-5.01	-5.34	-0.34	4.439	17.76	1.98	8.87	3.70
3-4	3.80	1.90	-5.34	-5.34	0	4.439	16.87	1.90	5.34	0
4-5	3.80	1.90	-5.34	-5.34	0	4.439	16.87	1.90	5.34	0
5-6	3.80	1.90	-5.34	-5.34	0	4.439	16.87	1.90	5.34	0

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à 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 donc :

Tableau.III.B.5. Les Valeurs des moments aux appuis et moment en travées.

travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{max} (KN.m)
1	-3.32	-6.68	3.21
2	-6.68	-7.12	4.93
3	-7.12	-7.12	0
4	-7.12	-7.12	0
5	-7.12	-7.12	0

c)Calcul des efforts tranchant :**Tableau III-B.6 : Calcul des efforts tranchants**

N° Travée	Longueur	$\frac{q}{2} \times L_{i+1}$	$(M_{i+1}-M_i)/L_{i+1}$	T _i (x=0)	T _{i+1} (x=L _i)
1-2	3.00	6.66	-1.12	5.54	-7.78
2-3	4.00	8.88	-0.11	8.77	-8.99
3-4	3.80	8.43	0	8.43	-8.43
4-5	3.80	8.43	0	8.43	-8.43
5-6	3.80	8.43	0	8.43	-8.43

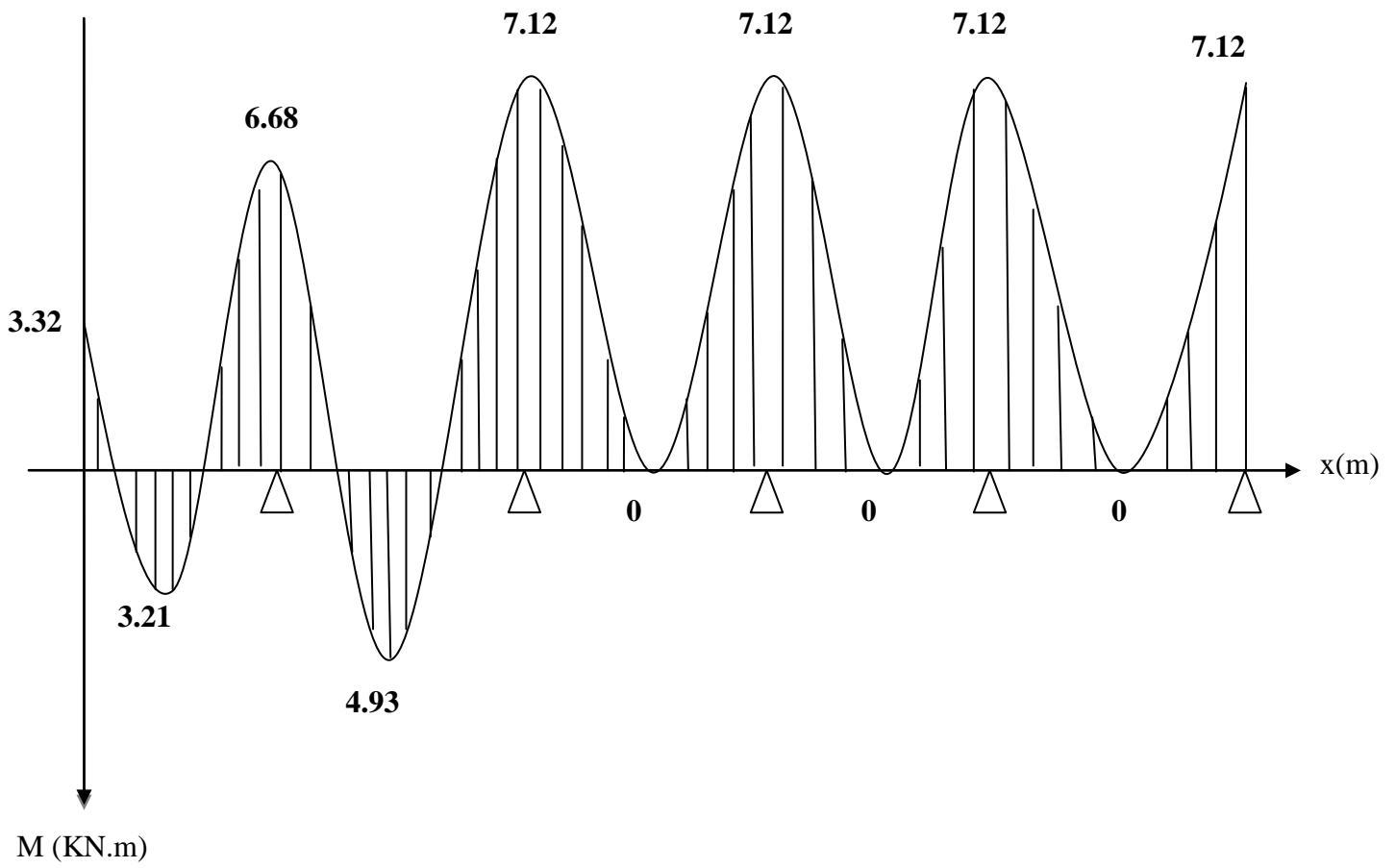


Fig III-B.17: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

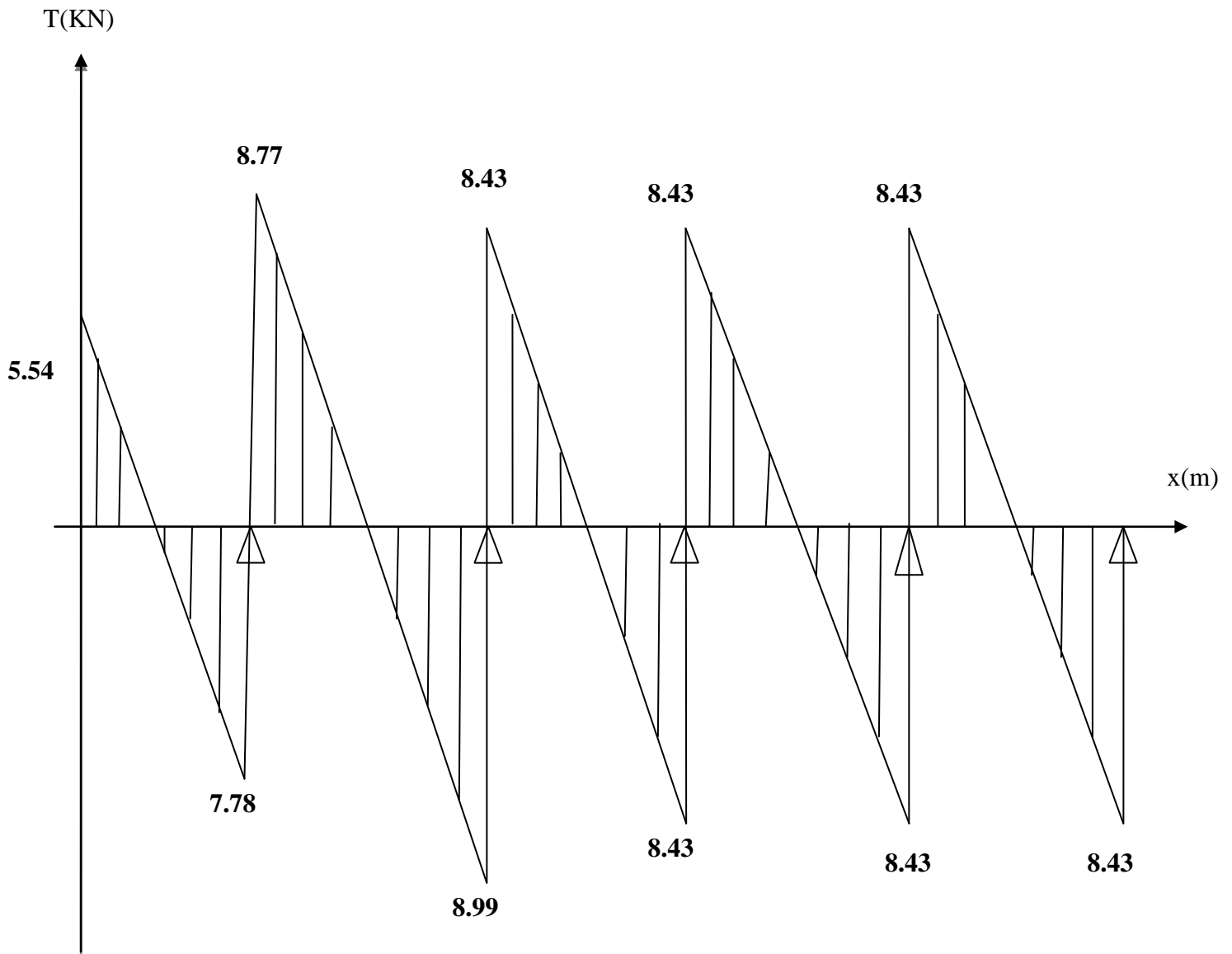
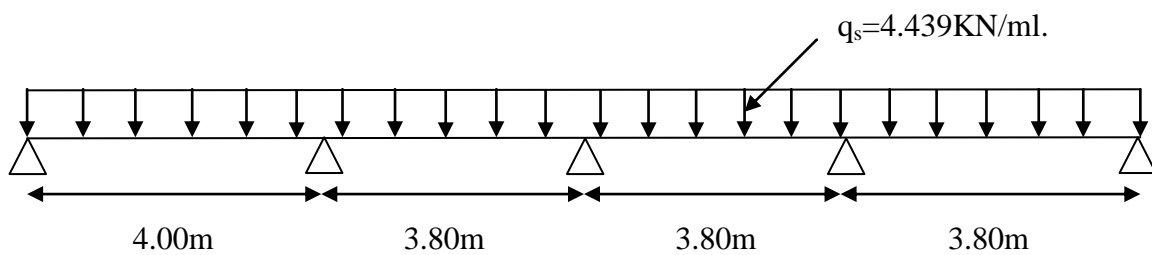


Figure III-B.18: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS (KN)

✚ Poutrelles à quatre travées à 5 appuis :



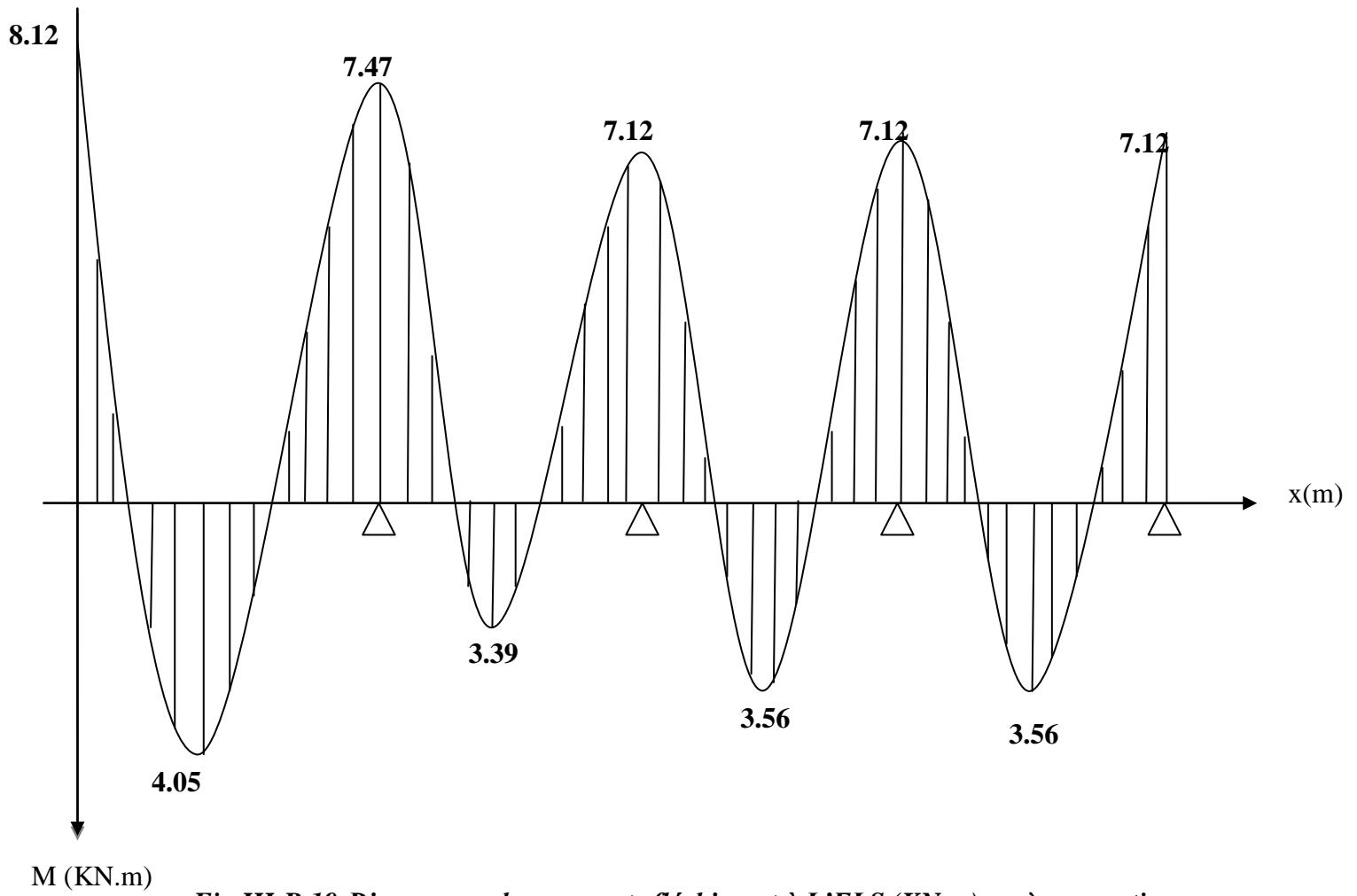


Fig III-B.19: Diagramme des moments fléchissant à L'ELS (KN.m) après correction

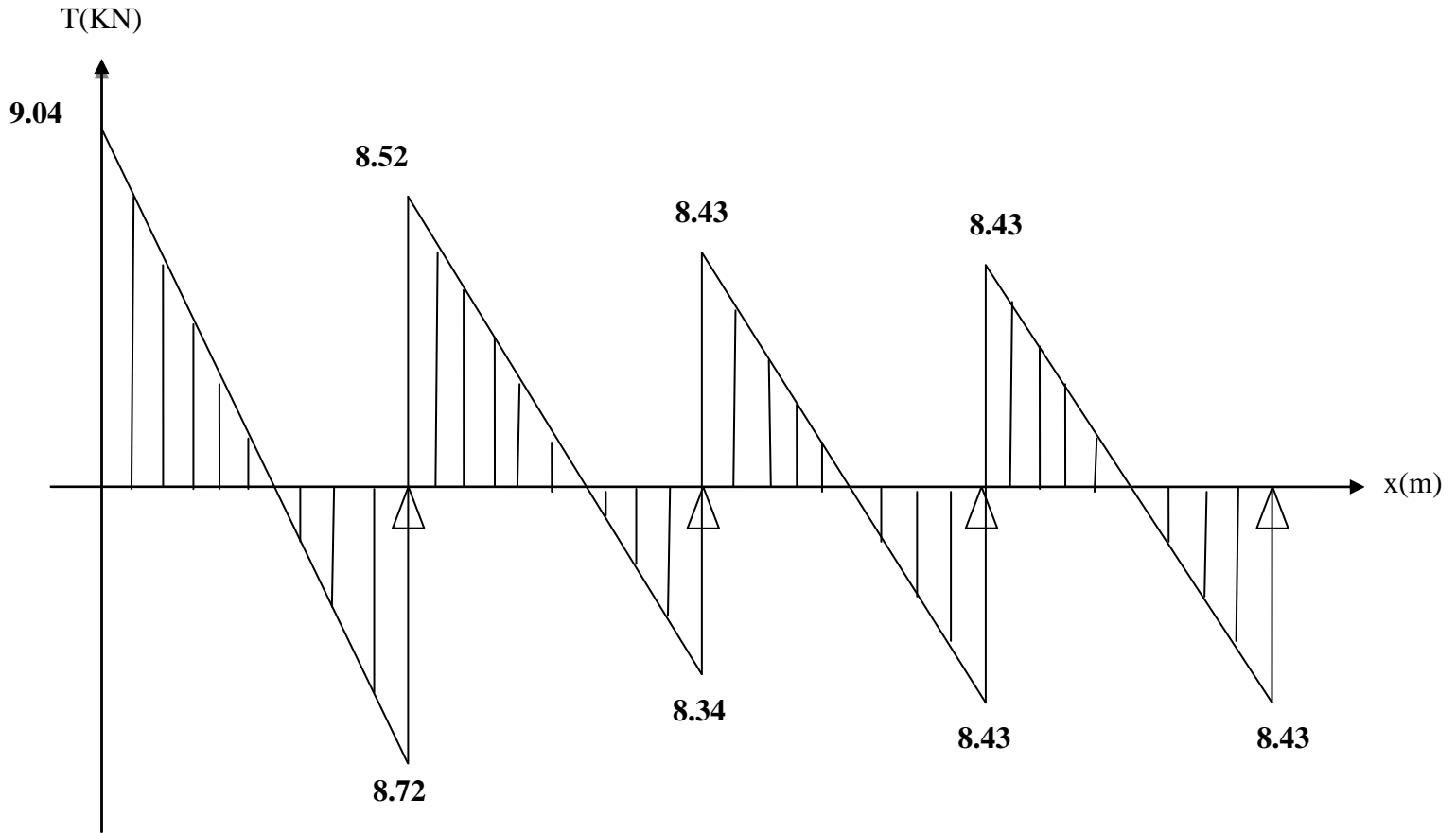


Figure III-B.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Moments fléchissant max:

En travée : $M_t^{\text{Max}} = 4.93 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a^{\text{Max}} = 8.12 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants max : $T_{\text{max}} = 9.04 \text{ KN}$

III.B.9 Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

a. En travée

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

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

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.69$$

$$\rho = 0.69 \rightarrow \beta_1 = 0.879 \rightarrow K_1 = 26.32 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.038$$

$$\sigma_{st} = \frac{(4.93) \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.50} = 207.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.038 \times 207.73 = 7.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho = 1.05 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21 \rightarrow K = 1/K_1 = 0.05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{(8.12) \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 232.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.05 \times 232.64 = 11.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**).

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.8, 424**) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ 2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \\ 3. \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale. (h = 20 cm)
- l : porté entre nœuds d'appuis. (l = 400 cm)
- M_t : moment max en travée.
- M_0 : moment max de la travée isostatique.
- A_t : section des armatures.
- b_0 : largeur de la nervure.
- d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{4.93}{15 \times 59.072} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.50}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On voit que toutes les conditions sont vérifiées, ce qui veut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes :

- Armature longitudinale :

Armatures en travée : $A_t = 3\text{HA}8 = 1.50\text{cm}^2$

Armatures en appuis : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$

- Armatures transversales :

$$2\text{HA}8 = 1\text{cm}^2$$

Plan de ferrailage :

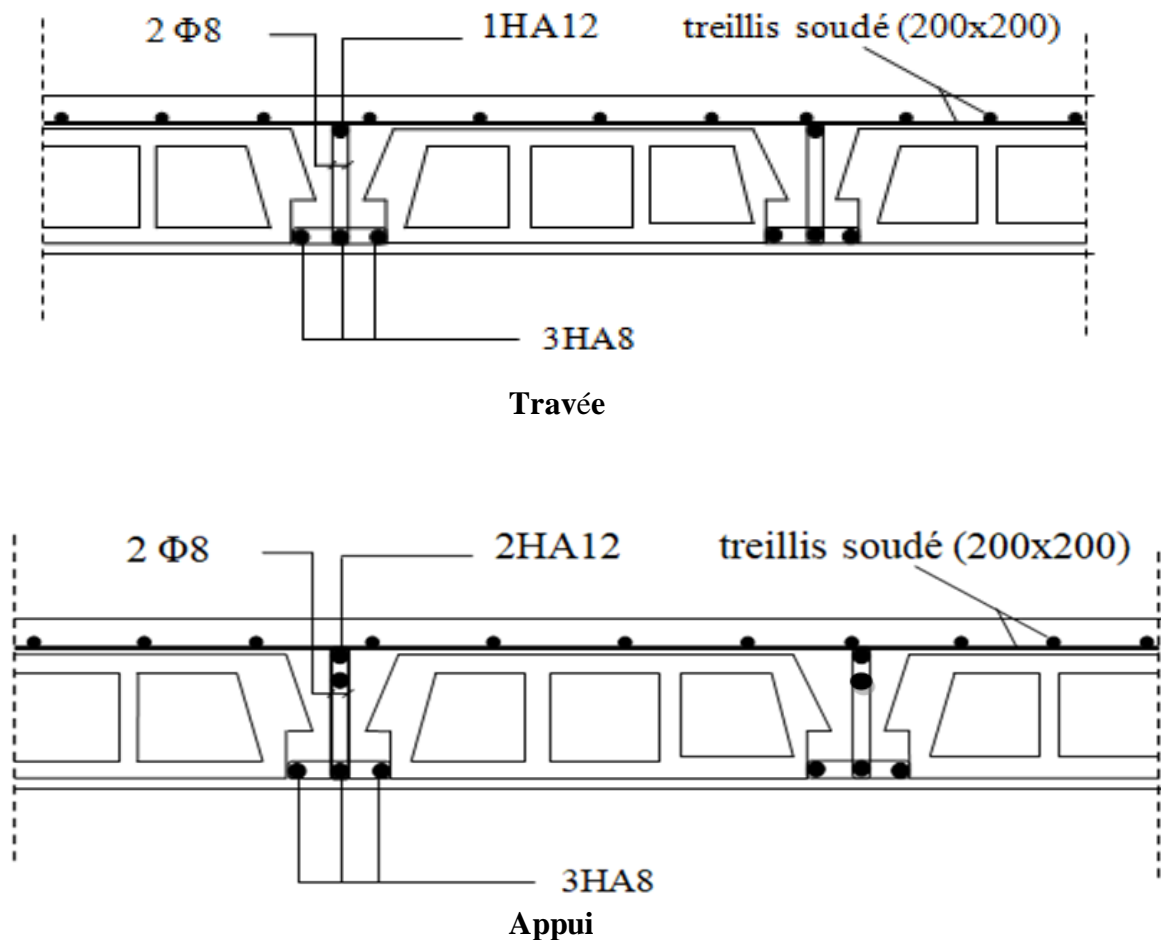


Figure III-B.21: ferrailage des poutrelles

III.C Dalle pleine

On va opter à calculer la dalle pleine pour l'étage qui nous donne le cas le plus défavorable

III.C.1 Caractéristiques des dalles pleines :

La surface de la dalle : $3.85 \times 3.85 = 14.82 \text{ m}^2$.

- **épaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{385}{30} = 12,83 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 13 cm.

On opte pour une épaisseur $h_t = 15 \text{ cm}$.

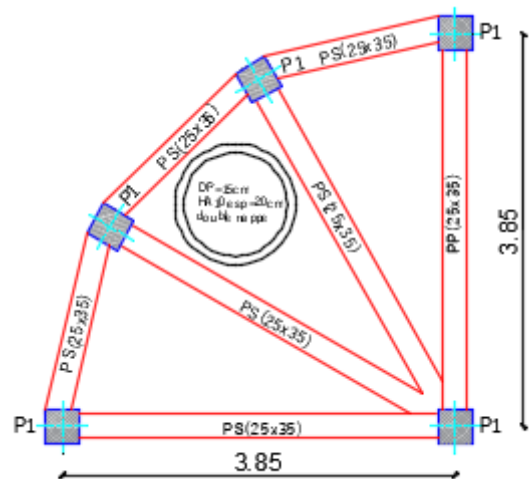
- **Calcul des sollicitations :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } l_x = l_y$$

$$\rho = \frac{3,85}{3,85} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille

dans les deux sens.



Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.45 + 1,5 \times 1,5) \times 1 = 9.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = (5.45 + 1,5) \times 1 = 6,95 \text{ KN/ml}$$

Les moments sont donnés par les formules dans les deux directions :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 & \text{Moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{Moment suivant la grande portée.} \end{cases}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \mu_x = 0.0368 \quad \text{et } \mu_y = 1.0000$$

AN:

$$M_x = 0.0368 \times 9.61 \times (3.85)^2 = 5.242 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 5.242 = 5.242 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de la dalle :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$d = ht - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Sens x-x:

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 5.242 = -1.573 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -1.573 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1.573 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_a = 0.006 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.997$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{1.573 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement : **St = 20cm.**

➤ **Aux travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.242 = 4.455 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 4.455 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{4.455 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_t = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{4.455 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement : **St = 20cm.**

Sens y-y:

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = -0.5 M_x = -0.5 \times 5.242 = -2.621 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -2.621 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_y^a}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{2.621 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.010 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \quad \beta = 0.995$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{2.621 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92cm²** avec un espacement : **St = 20cm.**

➤ Aux travées :

$$M_y^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 5.242 = 4.455 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 4.455 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{4.455 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_t = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.990$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{4.455 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.92 cm²** avec un espacement : **St = 20cm.**

III.C.2 Vérification à L'ELU :

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

➤ Sens x-x :

$$W_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour F_c E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x\ min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right] bh$$

$$A_{x\ min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2}\right) [3 - 1] 100 \times 15 = 1.2\ cm^2$$

$$A_{x\ min} = 1.2\ cm^2 < A_{tx} = 3.92\ cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x\ min} = 1.2\ cm^2 < A_{ax} = 3.92\ cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y\ min} = W_0 \times b \times h \times A_{st}$$

$$A_{y\ min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times 1.2$$

$$A_{y\ min} = 1.44\ cm^2$$

$$A_{y\ min} = 1.44\ cm^2 < A_{st} = 3.92\ cm^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres : (B.A.E.L91 Art A 8.2.4.2) :

Sens x-x : $St = 20\ cm < \min \{2\ ht, 25\ cm\} = 25\ cm \implies \text{Condition vérifiée.}$

Sens y-y : $St = 20\ cm < \min \{3\ ht, 33\ cm\} = 33\ cm \implies \text{Condition vérifiée.}$

(Avec : $ht = 15\ cm$)

c. Contrainte tangentielle : (Art. A.5.2, 2 / BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1\ m ; d = 0.9\ ht = 0.9 \times 15 = 13.5\ cm$

Au milieu de L_y :

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

$$\text{Avec } P = q l_x l_y = 9.61 \times 3.85 \times 3.85 = 142.44 \text{ KN}$$

$$T_u^1 = \frac{142.44}{2 \times 3.85 + 3.85} = 12.33 \text{ KN.}$$

Au milieu de L_x

$$T_u^2 = P / 3L_y$$

$$T_u^2 = \frac{142.44}{3 \times 3.85} = 12.33 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } T_u = \max (T_u^1, T_u^2) = 12.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{12.33 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.09 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les H.A}$$

$$\Psi_s = 1 \text{ pour les R.L}$$

$\overline{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

Calcul de τ_{se} :

Dans le sens x-x

$$\sum ui = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^2}{0.9 d \sum ui} = \frac{12.33 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Dans le sens y-y

$$\sum ui = n \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^1}{0.9 d \sum ui} = \frac{12.33 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.65 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

e. Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

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

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.C.3 Vérification à l'ELS :

1. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur Ils sont donnés par les formules :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \mu_x = 0.0442 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1.0000$$

$$M_x = 0.0442 \times 6.95 \times (3.85)^2 = 4.553 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1 \times 4.553 = 4.553 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 4.553 = -1.366 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 4.553 = -1.366 \text{ KN.m.}$$

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 1.366 = 1.161 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 1.366 = 1.161 \text{ KN.m.}$$

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

➤ **Sens x-x et sens y-y:**

Aux appuis :

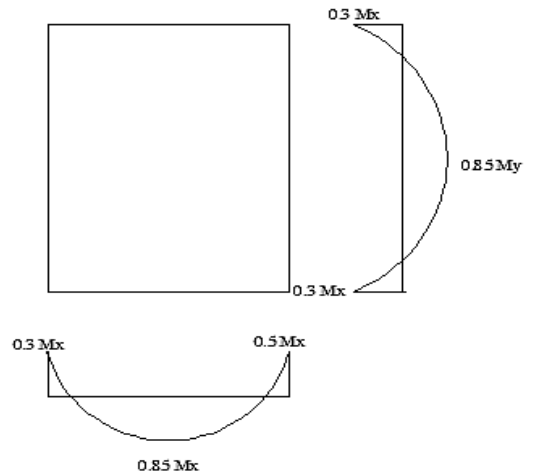
$$M_s = 1.366 \text{ m} \quad A_{sa} = 3.92 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13.5} = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.30 \quad \implies \quad K = 43.14 \quad \implies \quad \beta = 0.914$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1.366 \times 10^6}{392 \times 0.914 \times 135} = 28.24 \text{ MPa}$$



$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{28.24}{43.14} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée}$$

En travée :

$$M_s = 1.366 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13.5} = 0.30$$

$$\rho_1 = 0.30 \quad \implies \quad K = 43.14 \quad \implies \quad \beta = 0.914$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{1.366 \times 10^6}{3.92 \times 0.914 \times 135} = 28.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{28.24}{43.14} = 0.65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.Condition vérifiée}$$

3. état limite de déformation :

On doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{385} = 0.039 < 0.0625 \implies \text{Condition non vérifiée} \\ 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_x^t}{10M_x} \implies \frac{15}{385} = 0.039 > \frac{1.161}{10 \times 4.553} = 0.025 \implies \text{Condition vérifiée} \\ 3. \frac{Ax}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{392}{1000 \times 135} = 0.003 < 0.011 \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On voit que la première condition n'est pas vérifiée, ce qui veut dire que la vérification de la flèche est nécessaire.

Le calcul de la flèche :

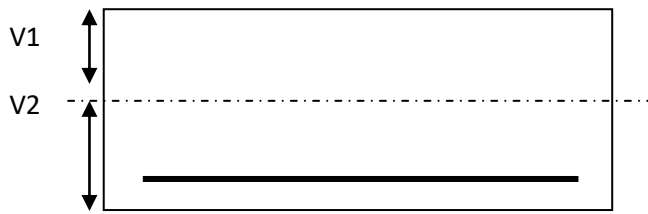
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I}$$

L=365cm (portée libre)

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation déferé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 13.5 = 12043.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 3.92 = 1558.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12043.8}{1558.8} = 7.73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3}(7.73^3 + 7.27^3) + 15 \times 3.92(7.27 - 2)^2$$

$$I = 29837.05 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6.95 \times 3650^4}{10818.87 \times 29837.05 \times 10^4} = 4.96 \text{ mm}$$

$$f = 4.96 < \bar{f} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm} \implies \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

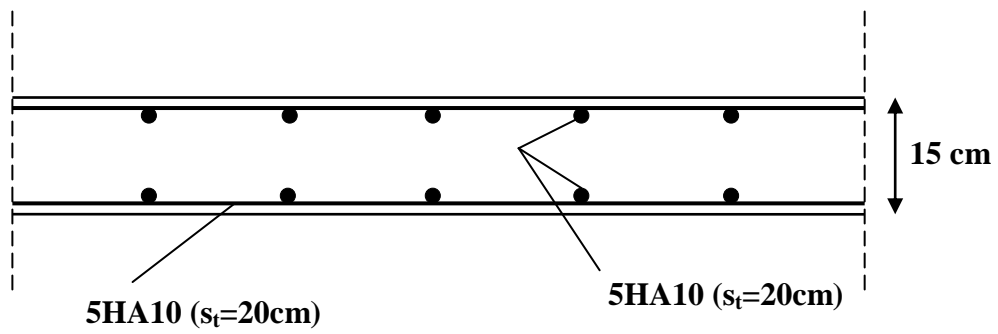
Le ferrailage de la dalle pleine sera comme suite pour une bande de 1m :

5 HA10 tous les **20 cm** dans le sens **y-y**.

5 HA10 tous les **20cm** dans le sens **x-x**.

III.C.4 Plan de ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x



Sens y-y

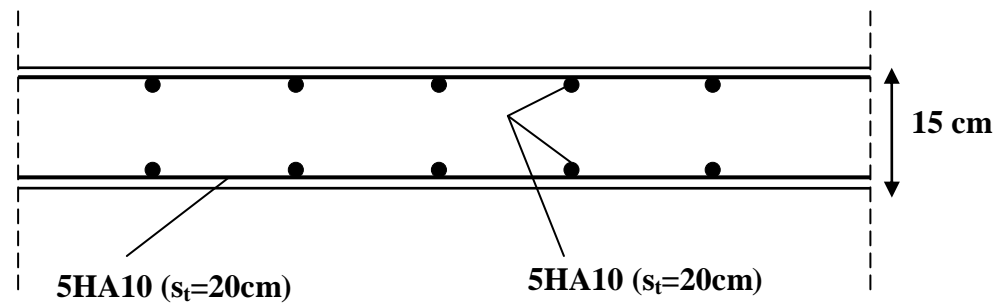


Figure III.C.1 : Ferrailage de la dalle pleine

III-D Calcul des consoles

Notre structure est munie d'un seul type de porte à faux. Le calcul sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

Q : charges et surcharges verticales revenant aux balcons.

g : charge concentrée verticale due à l'effet du poids du garde-corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur).

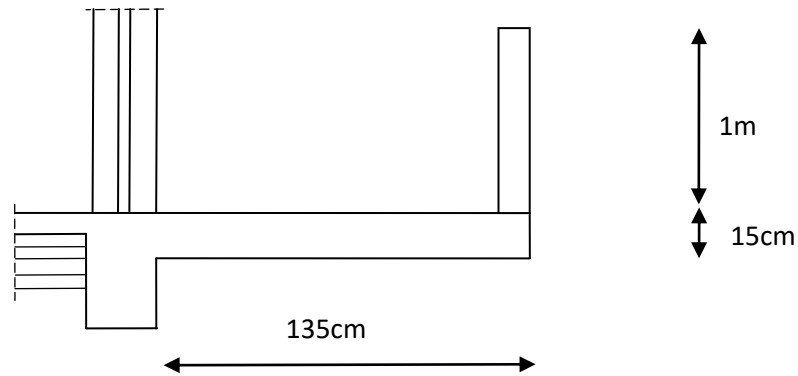


Figure III-D.1: Schéma statique du console

III-D-1) Détermination des charges et surcharges :

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

Charges d'exploitation Q :

$$Q=3,5 \times 1=3,5 \text{ KN/ml}$$

III-D-2) Combinaisons de charges :

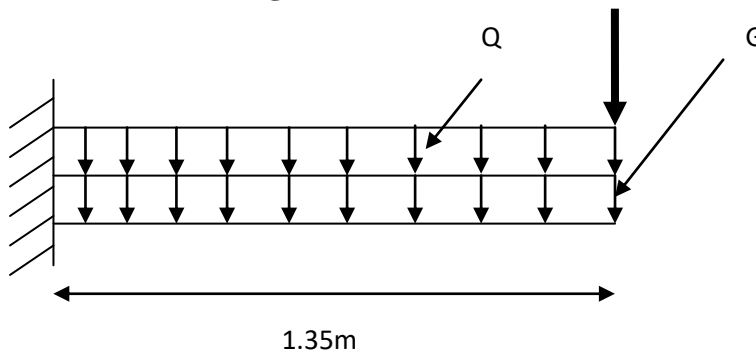


Figure-III-D.2 Schéma statique du console

III-D-2-1-) Combinaisons de charges à l'ELU :

- La dallepleine :
 $qu_1 = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.45) + (1.5 \times 3.5) = 12,60 \text{ KN/ml.}$
- Le garde-corps :
 $qu_2 = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN /ml.}$

III-D-2-2) Combinaisons de charges à l'ELS :

- La dallepleine :
 $qs_1 = (G + Q) \times 1 m = (5.45 + 3.5) \times 1 = 8.95 \text{ KN/ml.}$
- Le garde-corps :
 $qs_2 = g \times 1m = 1.62 \text{ KN/ml.}$

$$G + Q + E = 9,48 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{RPA99 révisé 2003.}$$

III-D-3) Calcul des moments fléchissant :**III-D-3-1) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

$$M_U = qu_1 \times \frac{L^2}{2} + qu_2 \times L = 12.60 \times \frac{1.35^2}{2} + 2.187 \times 1.35$$

$$M_U = 14.43 \text{ KN.m}$$

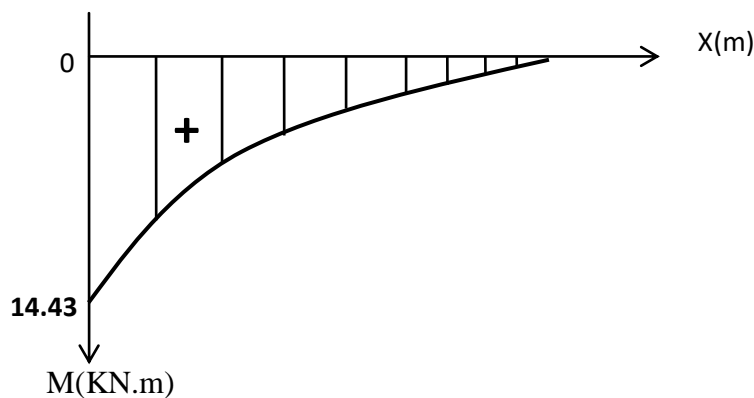


Figure-III-D.3 Diagramme de moment à l'ELU

III-D-3-2) Calcul des moments fléchissant à l'ELS

$$M_S = q_{s1} \times \frac{L^2}{2} + q_{s2} \times L = 8.95 \times \frac{135^2}{2} + 1.62 \times 1.35$$

$$M_S = 10.34 \text{ KN.m}$$

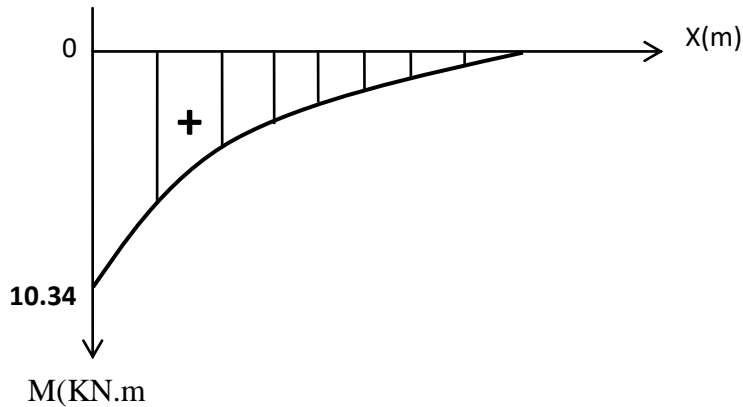
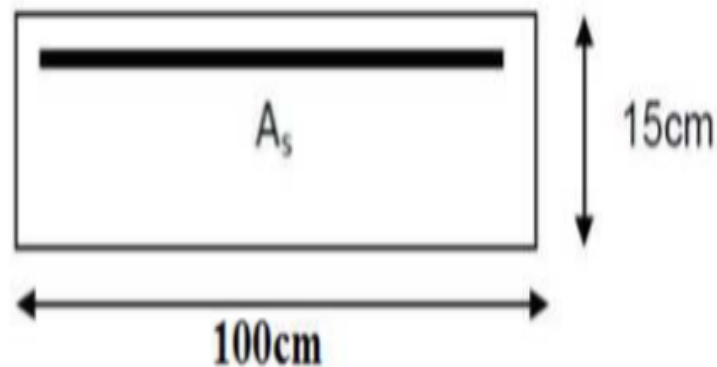


Figure-III-D.4 Diagramme de moment à l'ELS

III-D-4) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



✚ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{14.43 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.969} = 3.29 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm²** avec **St = 20cm.**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **5HA8=2.51cm²** avec un espacement **S_t=20cm**

III-D-4-1) Vérifications à l'ELU

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 x f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

Vu: Effort tranchant $\Rightarrow V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.60 \times 1.35 + 2.187 = 19.19 \text{ KN}$

$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{19.19 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.87 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \Rightarrow \psi_s = 1.5$ (acier en HA).

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

D'où : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ **Condition vérifiée.**

(Pas de risque d'entraînement des barres)

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{19.19 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.147 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.147 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84}$$

$L_s = 42.25 \text{ cm} \rightarrow$ On adoptera: $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers en H.A (**A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99**) ;

Donc : $L_r = 0,4.L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Armatures principales : $St_1 = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition : $St_2 = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

III-D-4-2) Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

a) Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 m 99/Art A5.3.2) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

Avec : β en fonction de ρ_1 et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \cdot 13} = 0.434 \rightarrow \beta = 0.859 \rightarrow K1 = 34.50$

$$\sigma_{st} = \frac{10.34 \cdot 10^6}{5.65 \cdot 10^2 \cdot 0.859 \cdot 130} = 163.88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

- $\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).
- $\eta = 1$ Pour les barres rondes lisses (RL).

$\sigma_{st} = 163.88 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Conditions vérifiées**

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton: [BAEL91/A.4.5,2].....[2]

On doit donc s'assurer que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} \sigma_s = \frac{1}{34.50} \times 163.88 = 4,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Conditions vérifiées}$$

Remarque : toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{135} = 0.111 > 0.0625 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies 0.111 > \frac{14.43}{10 \times 14.43} = 0.1 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

Conclusion:

Les balcons seront ferrillés comme suit :

Armature principales : 5HA12 avec $e = 20 \text{ cm}$. TM

Armatures secondaire : 5HA8 avec $e = 20 \text{ cm}$.

III.D.5 Plan de ferrailage de la console :

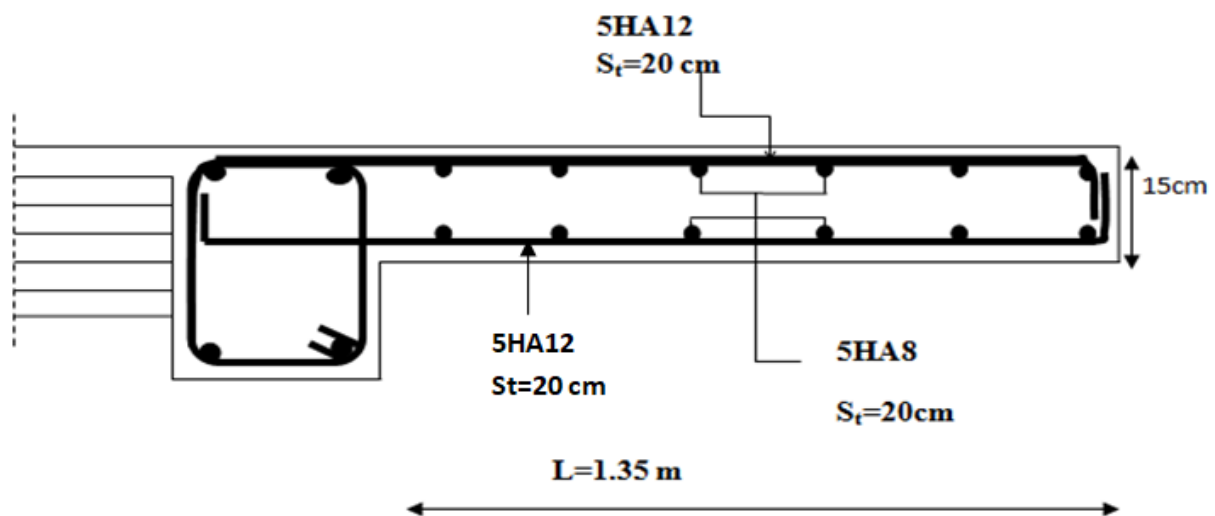


Figure-III-D-5 : ferrailage de la console

III-E Calcul de la salle machine

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale.

L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

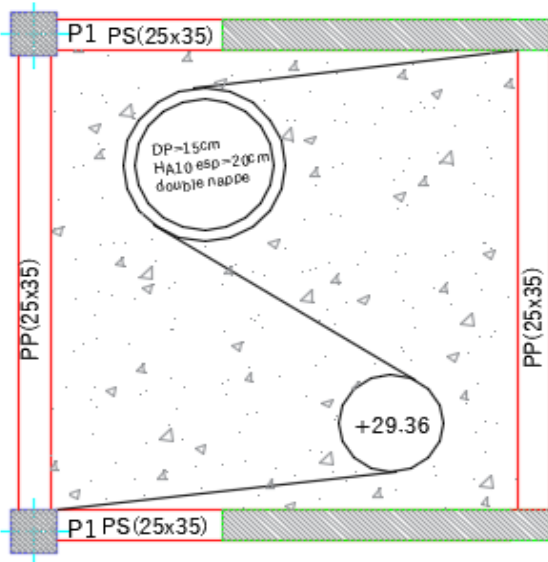


Figure. III-E.2) : Vue en plan de la dalle

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (3.80×4.00) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

III-E-1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

$$ht = \frac{Lx}{30} = \frac{380}{30} = 12.67\text{cm. le RPA 2003 exige une hauteur } ht \geq 12\text{cm; on adopte une hauteur } ht = 15\text{cm.}$$

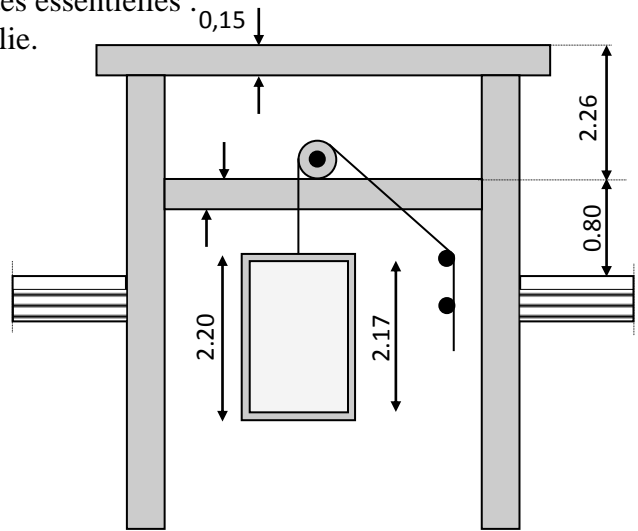
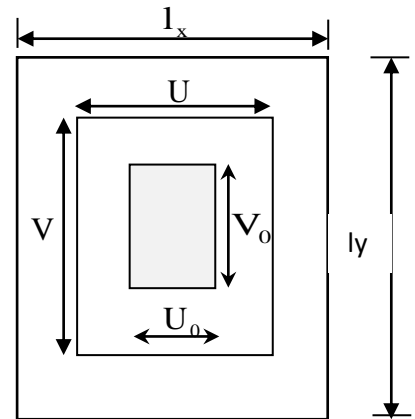


Figure. III-E.1) : Schématisation de la

A-Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.00} = 0,90$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



B- Moments dus au poids propre:

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

➤ **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

Avec:

- e = 5.0 cm. revêtement de la dalle .
 - ht = 15cm. épaisseur de panneau.
 - K= 1. pour un revêtement en béton.
- $\rho = 0,90 \rightarrow \mu_x = 0,0458$ et $\mu_y = 0,778$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{UX1} = 0,0458 \times 8,0475 \times (3.80)^2 = 5.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{UY1} = 0,778 \times 5.32 = 4.14 \text{ KN.m}$$

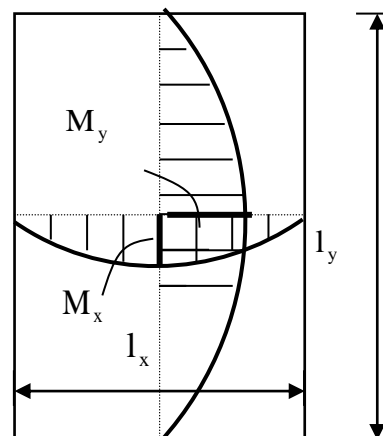


Figure- III-E.3) : Les moments de poids propre

➤ **Etat limite ultime (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \mu_x = 0,0529 \text{ et } \mu_y = 0,846$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0529 \times 5.85 \times (3.80)^2 = 4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.846 \times 4.47 = 3.78 \text{ KN.m}$$

C-Moments dus a la charge localisée :

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques

en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$$

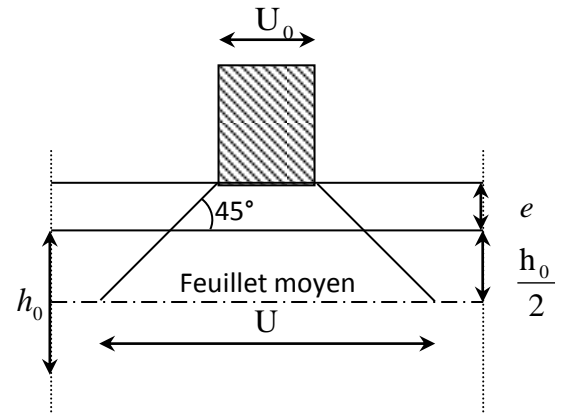


Figure -III-E.4): Les moments des charges locales

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

• **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle: $h_0 = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du revêtement : $e = 5 \text{ cm}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée).

$$\underline{\text{A.N}} : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{3.80} = 0.30$$

ET

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{4.00} = 0,30$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

$$\text{Pour } \rho=0,90: \begin{cases} M_1=0,142 \\ M_2=0,123 \end{cases}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,142 = 17.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,123 = 14.94 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,142 + 0,2 \times 0,123) = 14.99 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,142 \times 0,2 + 0,123) = 13.63 \text{ KN.m}$$

D-Superposition des moments :

$$1/\text{ELU} : M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 5.32 + 17.25 = 22.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 4.14 + 14.94 = 19.08 \text{ KN.m}$$

$$2/\text{ELS} : M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 4.47 + 14.99 = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 3.78 + 13.63 = 17.41 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments Calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis :

$$\text{A/En travée: } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 22.57 = 19.18 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 19.08 = 16.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{B/En appuis: } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 22.57 = -6.77 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 19.08 = -5.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

E-Ferraillage de la dalle :**➤ Armatures // à X-X :****✓ En travée :**

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm, $h_0=15$ cm, $c=2$ cm.

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.18 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,080 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,080 \quad ; \quad \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{19.18 \times 10^6}{0,958 \times 130 \times 348} = 442.55 \text{ mm}^2 = 4.42 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $St=20$ cm

•Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.77 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,03 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,03 \quad ; \quad \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{6.77 \times 10^6}{0,985 \times 130 \times 348} = 152 \text{ mm}^2 = 1.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51cm²** Avec : $St=20$ cm

➤ Armatures // à Y-Y :**•En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.22 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,07 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,07 \quad ; \quad \beta = 0,964$$

$$At = \frac{Mt}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{16.22 \times 10^6}{0,964 \times 130 \times 348} = 372 \text{ mm}^2 = 3.72 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA10 = 3.92 cm²** Avec : St=20 cm

•Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.72 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,02 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,02 \quad ; \quad \beta = 0,990$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{5.72 \times 10^6}{0,990 \times 130 \times 348} = 127.71 \text{ mm}^2 = 1.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA6 = 1.41 cm²** Avec : St=20cm

Résumé du Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	(cm ²)	St (cm)
En travée	X-X	19.18	0,08	0,958	4.42	5.65	5HA12	20
	Y-Y	16.22	0,07	0,964	3.72	3.92	5HA10	20
Aux appuis	X-X	- 6.77	0,03	0,985	1.52	2.51	5HA8	20
	Y-Y	-5.72	0,02	0,990	1.27	1.41	5HA6	20

III-E-2Vérification à L'E.L.U

1) Espacement des armatures :

La fissuration est non préjudiciable → L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

• **Direction principale :**

$$St \leq \min \{2h ; 25\text{cm}\} \longrightarrow St=20\text{cm} < [30\text{cm}; 25\text{cm}] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Direction secondaire :**

$$St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$St=20\text{cm} < \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = 15\text{mm.} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III-E-3 condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

➤ Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour les HA, FeE400 et FeE500.

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho_x = \ell_x / \ell_y = 3.80 / 4.00 = 0,90$$

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,90) / 2 = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$A_x^t = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,26\text{cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$

➤ Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$A_y^t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III-E-4 Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Pu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un

ferraillage horizontal : $P_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_c = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 472,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$P_u = 121,5 \text{ KN} < P_c = 472,5 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

⇒ **Aucune armature transversale n'est nécessaire.**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

•Au milieu de U :

$$T_u = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

•Au milieu de V :

$$T_u = \frac{Pu}{2x(U+V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 28,93 \text{ KN}$$

donc : $T_u^{\max} = 38,57 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Vérifiée.}$$

III-E-5 Vérification à L'E LS

Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = 4.47 + 14.99 = 19.46 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.78 + 13.63 = 17.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A/En travée: } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 19.46 = 16.54 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 17.41 = 14.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{B/En appuis: } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 19.46 = -5.84 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 17.41 = -5.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-E-6 Ferrailage de la dalle

➤ Dans le sens de la petite portée : XX

- En travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.54 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,07 < \mu_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,07 \quad ; \quad \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{16.54 \times 10^6}{0,964 \times 130 \times 348} = 379.26 \text{ mm}^2 = 3.79 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3,93 cm²** Avec : St=20 cm

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.84 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,02 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,02 \quad ; \quad \beta = 0,990$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{5.84 \times 10^6}{0,990 \times 130 \times 348} = 130.40 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : St=20cm

Dans le sens de la petite portée Y-Y :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.80 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,06 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,06 \quad ; \quad \beta = 0,969$$

$$At = \frac{Mt}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{14.80 \times 10^6}{0,969 \times 130 \times 348} = 337.60 \text{ mm}^2 = 3.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : St=20 cm

Aux appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.22 \times 10^6}{1000 \times (130^2) \times 14.2} = 0,02 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,02 \quad ; \quad \beta = 0,990$$

$$Aa = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{5.22 \times 10^6}{0,990 \times 130 \times 348} = 116.56 \text{ mm}^2 = 1.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** Avec : St=20cm

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III-E-7Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{xt}}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

avec M_x^t moment en travée dans le sens x-x.

M_{sx} moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{380} = 0,04 \geq \frac{16.54}{20 \times 19.46} = 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,004 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

✓ **en travée**

Sens x-x : 5 HA10 avec un e = 20cm.

Sens y-y : 5 HA10 avec un e = 20cm.

✓ **en appuis**

Sens x-x: 5HA10 avec un e = 20cm.

Sens y-y : 5HA10 avec un e = 20cm.

III.E.8 Les schémas de ferrailage de la dalle de la salle machine

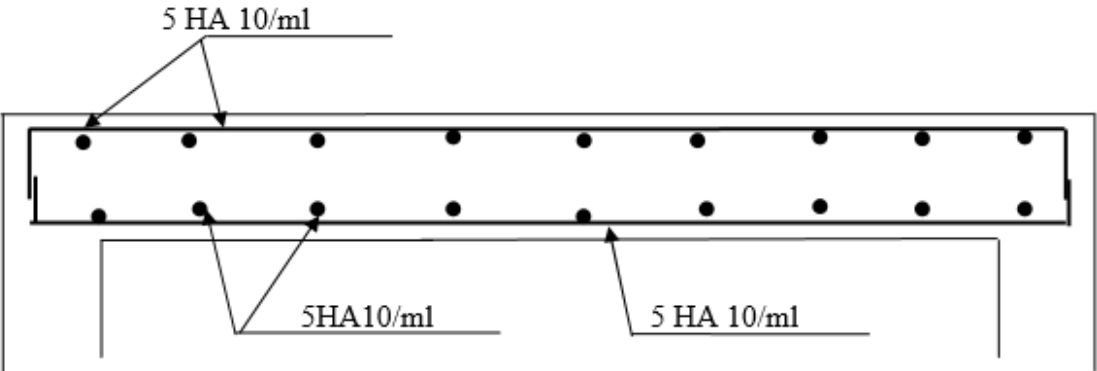


Figure III.E.4: Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

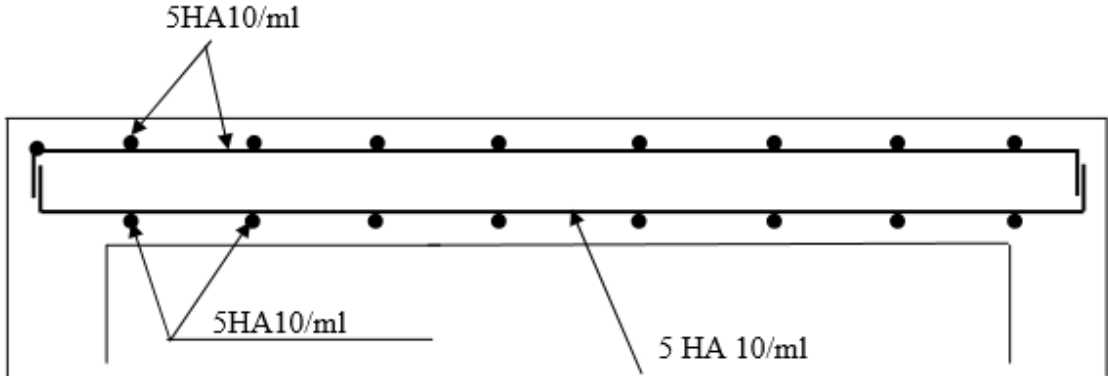


Figure III.E.5: Plan de ferrailage de la dalle machine suivant y-y.

III-F calcul d'escalier

Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

III-F-1 Terminologie

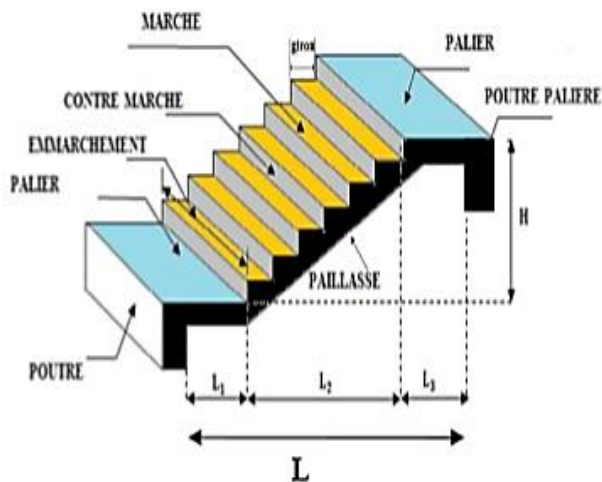


Figure III.F.1: Coupe verticale de l'escalier

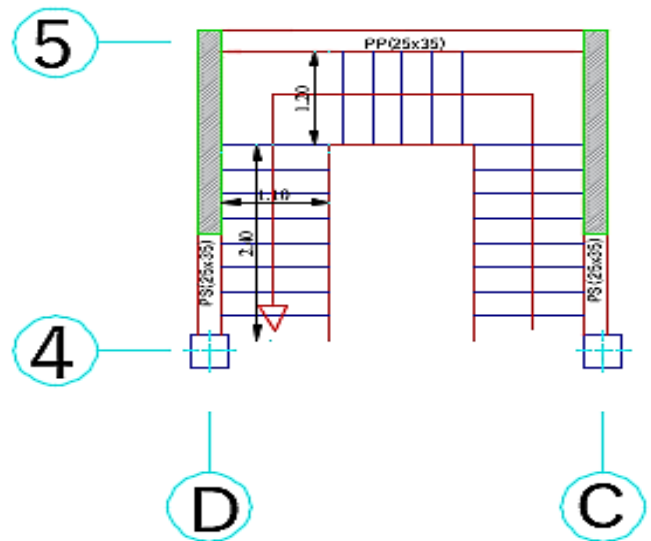


Figure III.F.2: Vue en plan de l'escalier

Marche : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur **g (giron)**

$$25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : **n** : nombre de marches

H : hauteur de la volée

Contremarche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

L'emmarchement : représente la largeur(**W**)de l'escalier.

Maison individuelle : $W \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120 \text{ cm}$

Le giron (g) : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches successives; il y a une valeur constante de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h+g = 59 \text{ à } 66$.

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

La Volée : C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

L_o : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

III-F-2 pré dimensionnement

Présentation schématique :

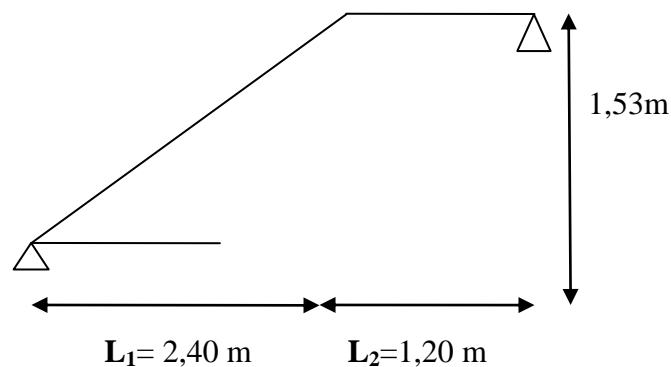


Figure-III-F.3: Présentation schématique des escaliers

Pré dimensionnement des marches :

Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

a) Calcule de n, h et g :

La hauteur de la marche h :

On a $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on prend **$h=17 \text{ cm}$**

Nombre de marches n:

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ marches}$$

Le giron g:

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

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

Avec

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_2 + \frac{L_1}{\cos\alpha}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L_1}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L_1}{\cos(\alpha)} = \frac{2.40}{\cos(32.52)} \Rightarrow L_v = 2.85\text{m}$$

$$L_0 = 120 + 2,85 = 4,05 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20} \Rightarrow 13,50\text{cm} \leq e_p \leq 20.25\text{cm}$$

Conclusion :

On opte pour une épaisseur $e_p = 16 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier

Remarque :

Etant donné que, on a les mêmes distances et le même nombre de marches pour les deux volée on calcul une seul fois la paillasse et on adopte le même ferrailage.

III-F-3 Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ les charges permanentes :

La volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G(KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.16}{\cos 32.52}$	25	4,74
Poids propre des marches	$\frac{0.17 \times 1}{2}$	25	2.125
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	-	-	0.10
$\Sigma Gi = G \text{ volée} =$			8,49

Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G(KN/ml)
Poids propre du palier	0.2	25	5
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
$\Sigma Gi = G \text{ palier} =$			6.52

➤ les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

Combinaison de charges :

$$\diamond \text{ ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Volée: } q_{u1} = (1,35 \times 8,49 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 15,21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{palier: } q_{u2} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,55 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ ELS : } q_s = (G+Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée: } q_{s1} = (8,49+2,5) \times 1\text{m} = 11,00 \text{ KN/ml}$$

$$\text{palier: } q_{s2} = (6,52+2,5) \times 1\text{m} = 9,02 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et effort tranchante à l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis.

Etude des paillasses

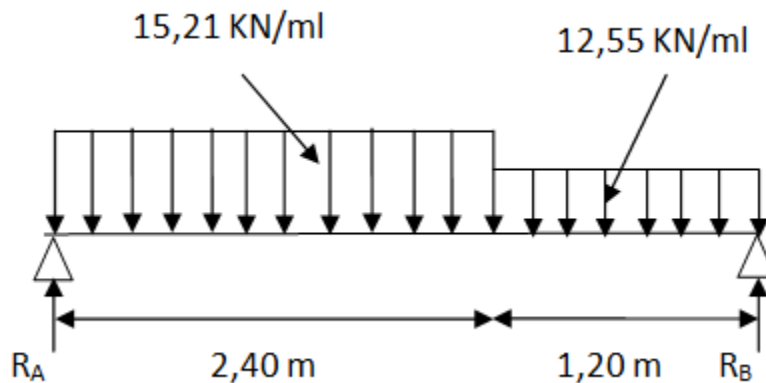


Figure-III-F-4: schéma statique à l'ELU

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = (15,21 \times 2,40) + (12,55 \times 1,20) = 51,56 \text{ KN}$$

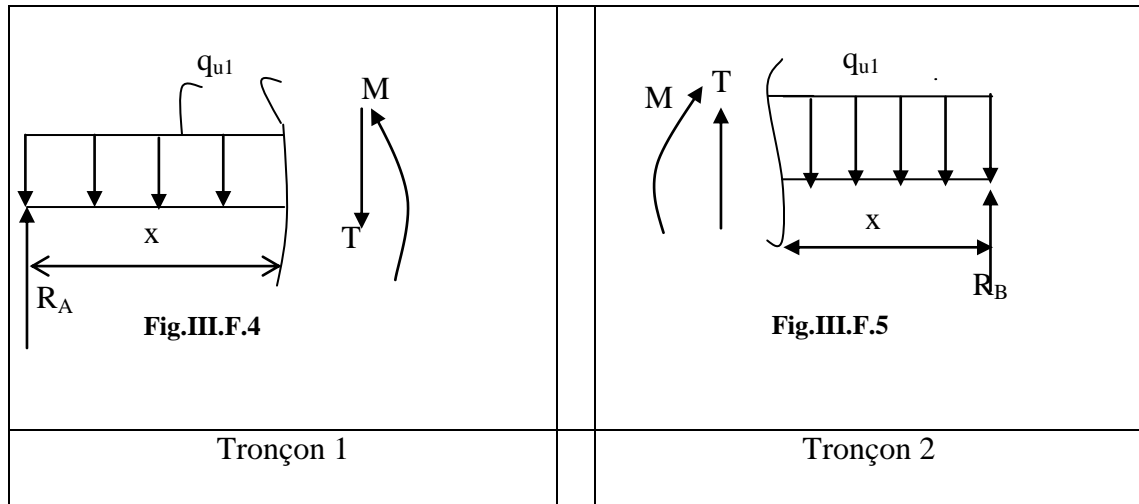
$$R_A + R_B = 51,56 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 ; \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 15,21 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 12,55 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,40 \right) - R_B \times (2,40 + 1,20)$$

$$\text{Donc: } R_B = 24,72 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,84 \text{ KN}$$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ X ≤ 2,40	-15,21X+26,84	-7,61X ² +26,84X	0	26,84	0
			2,4	-9,66	20,60
0 ≤ X ≤ 1,20	12,55X-24,72	-6,28X ² +24,72X	0	-24,72	0
			1,2	-9,66	20,60

- Calcul du moment maximum en travée :
- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dMu(x)}{dx} = 0 \quad -15,21X + 26,84 = 0$$

$$x_{tm} = \frac{26,84}{15,21} = 1,76 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1,76 \text{ m}$.

Donc : $M_z^{max} = 23,67 \text{ KN.m}$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- M (appuis) = $-0.3 M \text{ max} = -0,3 \times 23,67 = -7,10 \text{ KN.m}$
- M_t (travée) = $0.85 M \text{ max} = 0,85 \times 23,67 = 20,12 \text{ KN.m}$

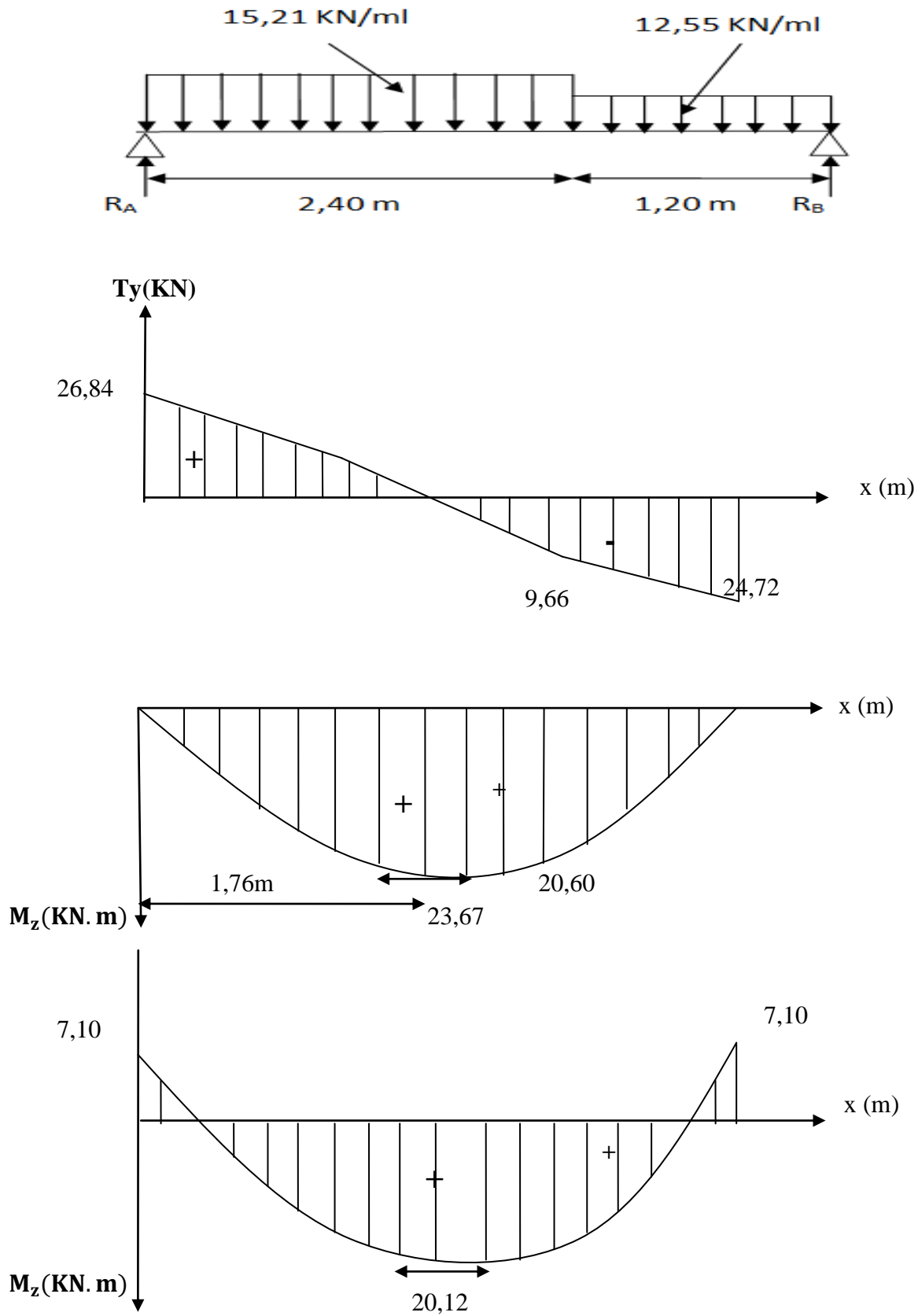


Figure-III.F.5 : Diagrammes des moments et des efforts internes

III-F-4 Calcul des armatures à l'ELU**Armatures principales :**

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m.

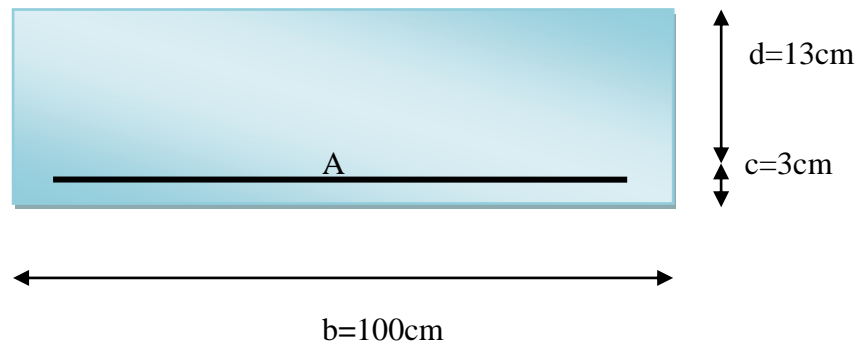


Figure-III.F.6: une section rectangulaire d'une bande de 1m

- **Aux appuis:**

$$M_u = 7,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,10 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,030 \leq \mu_l = 0,392$$

⇒ **S.S.A (Section simplement armé).**

$$\mu_b = 0,030 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,10 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml = 3.92cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**.

- **En travée :**

$$M_t = 20,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,12 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,084 \leq \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,084 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,956$$

$$A_{st} = \frac{M_t^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,12 \times 10^3}{0,956 \times 13 \times 348} = 4,65 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12/ml = 5.65 cm²** ; avec un espacement **St = 20cm**

Armatures de répartition:

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3.92 cm² ; avec un espacement St = 20cm.

- En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml = 3.92 cm² ; avec un espacement St = 20cm.

vérifications à l'E.L.U :**a) 1) Espacement des armatures : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

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

Armatures principales → St < min {3h ; 33cm}

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

Armatures de répartition → St < min {4h ; 45cm}

$$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \checkmark$$

2) Condition de non fragilité: (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : A_a = 3.92 cm² > A_{min} = 1,57 cm².....Condition vérifiée.

En travée : A_{st} = 5.65 cm² > A_{min} = 1,57 cm².....Condition vérifiée.

3) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{26,84 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,21 \text{ MPa}$$

La fissuration est non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement: (BAEL91 Art.6.1. 3)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de : $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,84 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } l_s = 50 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 20 \text{ cm}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 13 \times 100 \times 25 / 1,5 = 7800 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 26,84 \text{ KN} < T_u = 7800 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-F-5 Calcul à l'E.L.S

Volée: $q_{s1} = (8,49 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,00 \text{ KN/ml}$

palier: $q_{s2} = (6,52 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,02 \text{ KN/ml}$

Les réactions d'appuis :

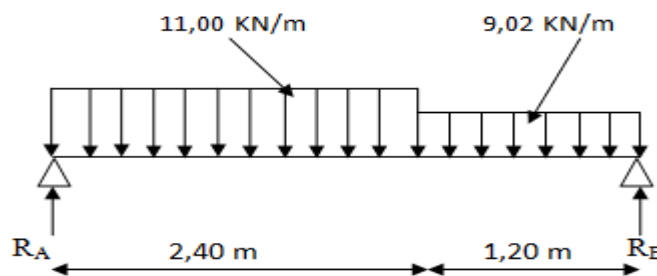


Figure-III.F.7: Schéma statique à l'ELS

D'après les formules de la RDM:

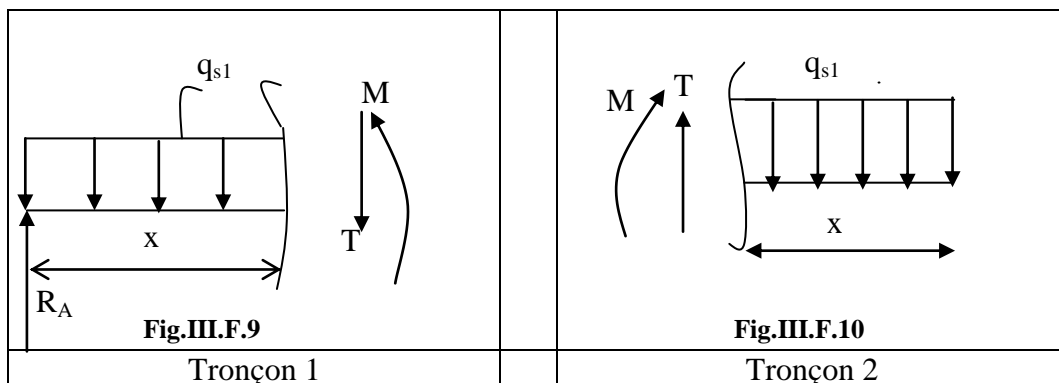
$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (11,00 \times 2,40) + (9,02 \times 1,20) = 37,22 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 37,22 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 11,00 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} + 9,02 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2} + 2,40 \right) - R_B \times (2,40 + 1,20)$$

Donc: $R_B = 17,82 \text{ KN}$
 $R_A = 19,40 \text{ KN}$



Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	X(m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,4$	$-11,00 X + 19,40$	$-5,50 X^2 + 19,40 X$	0	19,40	0
			2,4	-7,00	14,88
$0 \leq X \leq 1,2$	$9,02 X - 17,82$	$-4,51 X^2 + 17,82 X$	0	-17,82	0
			1,2	-7,00	14,88

• Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad -11,00X + 19,40 = 0$$

$$x_{tm} = \frac{19,40}{11,00} = 1,76 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1,76 \text{ m}$.

Donc : $M_z^{max} = 17,12 \text{ KN.m}$

Remarque :

compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0,3 M_{max} = -0,3 \times 17,12 = -5,14 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{max} = 0,85 \times 17,12 = 14,55 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant

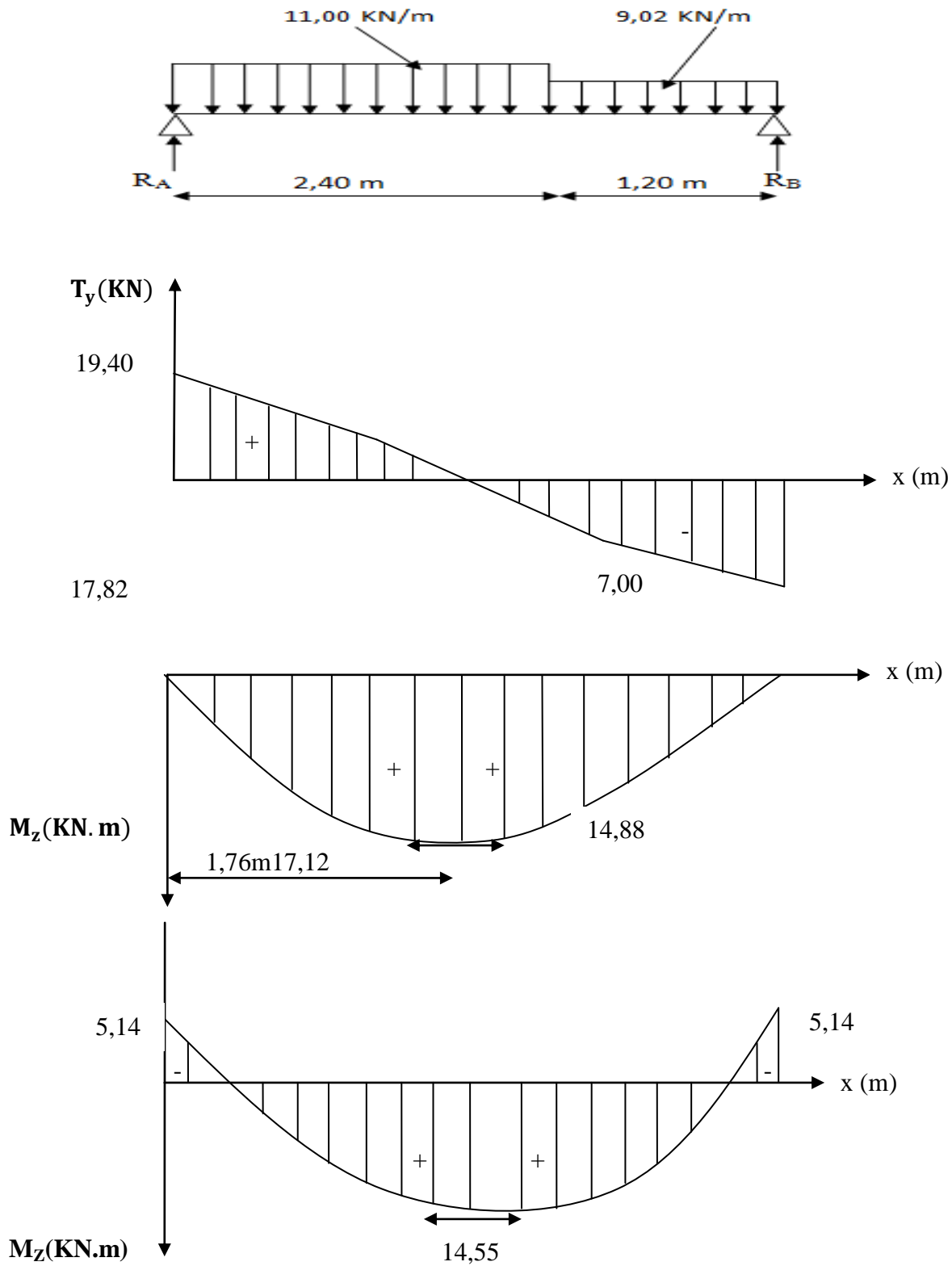


Figure-III.F.8: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-F-6 Vérification à l'E.L.S**a) A l'état limite d'ouverture des fissurations :**

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

c) A l'état limite de compression du béton: (BAEL91/ A.4.5.2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

En appui : $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0,30$$

Tableau

$$\rho = 0,30 \rightarrow \beta_1 = 0,913 \rightarrow K_1 = 42.47 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,023$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5,14 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,92} = 110.47 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,023 \times 110.47 = 2,54 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\rho = 0,435 \rightarrow \beta_1 = 0,899 \rightarrow K_1 = 34.50 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,03$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,55 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 220.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,03 \times 220.35 = 6.61 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

M_t : Moment en travée.

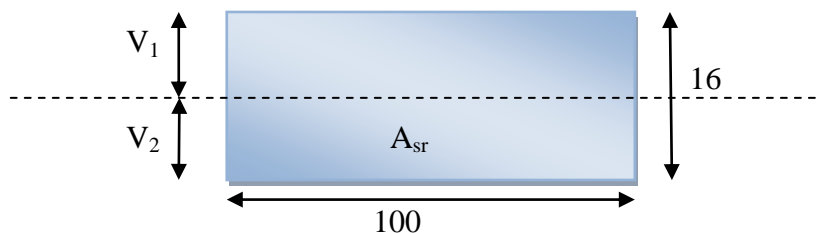
M₀ : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{360} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0.06$ **Conditions non vérifiées**
- 2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{360} = 0,044 < \frac{14,55}{10 \times 17,12} = 0,085$ **Conditions non vérifiées**
- 3) $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,23}{100 \times 13} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0,0105$ **Conditions vérifiées**

Une condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Vu que la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.



➤ **Calcul de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 100 \times 16 + 15 \times 5.65 = 1684.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogénéisée:**

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 13901.75 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{13901.75}{1684.75} = 8,25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,25 = 7,75 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'Inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3}(8,25^3 + 7,75^3) + 15 \times 5.65(7,75 - 3)^2$$

$$I = 36145.35 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L=360cm (portée libre)

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation déferé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,00 \times 3600^4}{10818.87 \times 36145.35 \times 10^4} = 6.15 \text{ mm}$$

$$f = 6.15 < \bar{f} = \frac{3600}{500} = 7,20 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Remarque : On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

INTRODUCTION:

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gainés» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur : - fiabilité.

-Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.1 Inertie des voiles

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

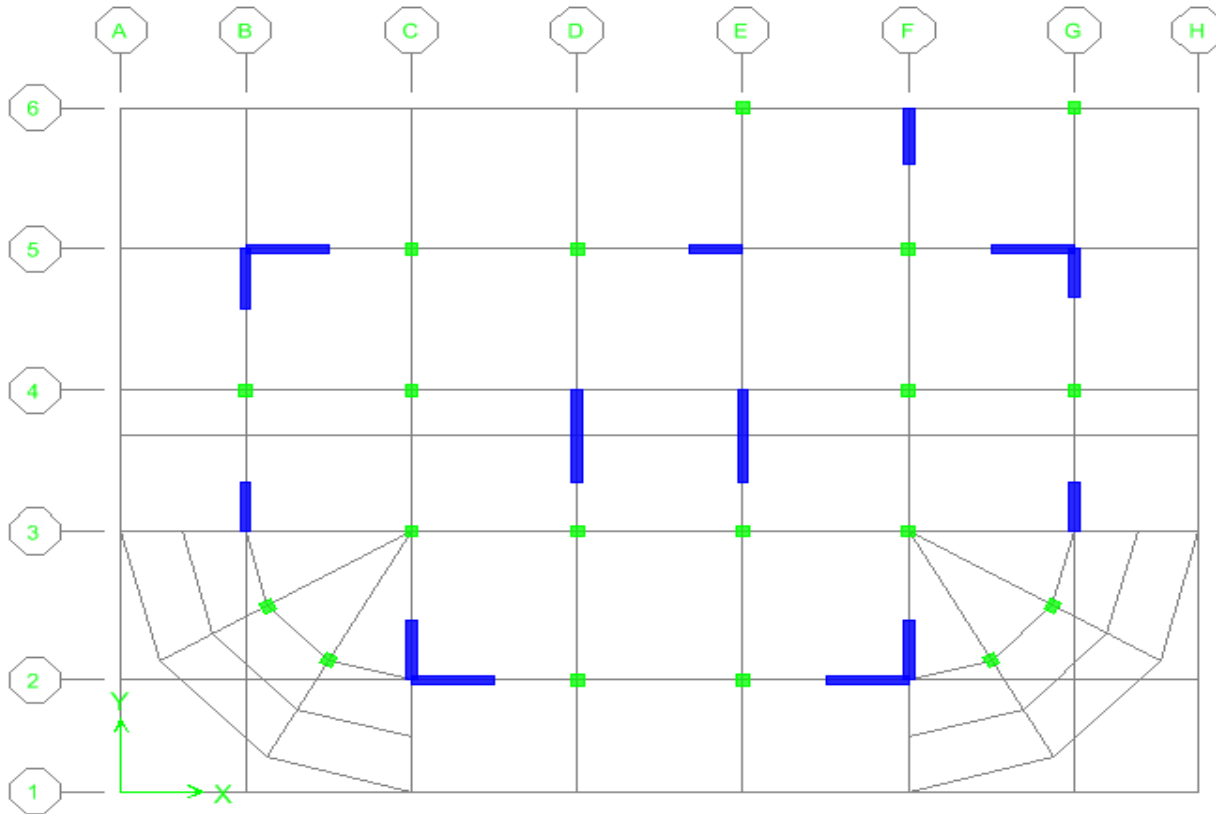


Figure IV.1: Disposition des voiles dans les étages courants.

a) Les refends longitudinaux x-x:

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e l^3}{12} \\ I_x &= \frac{1 e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux y-y:

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{e l^3}{12} \\ I_y &= \frac{1 e^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

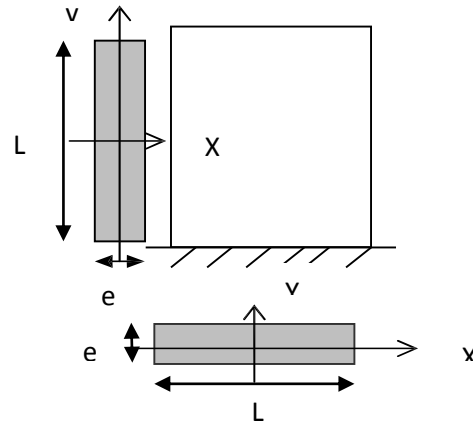


Fig.IV.2) Vue en plan et en coupe des refends

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée entre âmes des poteaux.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent:

Note : Notre structure présente à la base un voile périphérique de soutènement, pour ne pas avoir l'influence de son inertie on détache cette étage de la structure, et on effectue le calcul on considère le reste des niveaux.

Tableau IV.1 Inertie des voiles sens longitudinal x-x :

Niveau		L	e	I_y	nombre d'étages	$I_{ex} = \sum I_x(m^4)$
Du RDC jusqu'au 8 ^{eme} étages	VL1	2,00	0,25	0,17	10	0,73
	VL1	2,00	0,25	0,17		
	VL1	2,00	0,25	0,17		
	VL1	2,00	0,25	0,17		
	VL2	1,30	0,25	0,046		

- Tableau IV.2 Inertie des voiles sens transversal y-y :

Niveau		L	e	I_x	nombre d'étages	$I_{ey} = \sum I_y(m^4)$
De RDC jusqu'à 8 ^{eme} étages	VT1	1,60	0,25	0,085	10	1,12
	VT1	1,60	0,25	0,085		
	VT1	1,60	0,25	0,085		
	VT2	1,30	0,25	0,046		
	VT2	1,30	0,25	0,046		
	VT2	1,30	0,25	0,046		
	VT3	1,50	0,25	0,07		
	VT4	2,50	0,25	0,33		
	VT4	2,50	0,25	0,33		

C) Rigidités des portiques :**Calcul des rigidités linéaires :**

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres «Poteaux forts -poutres faibles ».

$$K_{tn} = \frac{I_{tn}}{l_c}$$

$$K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_c}$$

Avec :

I_{pn} : Inertie des poteaux au niveau n

I_{tn} : inertie des poutres du niveau n

K_{tn} : (m^3): Raideur des poutres

K_{pn} : (m^3): Raideur des poteaux

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \times e_p \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \times h_p$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Tableau IV.3 Rigidités des poteaux dans le sens transversal y-y :

NIV	h_0 (cm)	\bar{h} (cm)	$e_p/2$ (cm)	h_c (cm)	I_{pn} (cm ⁴)	K_{pn} (cm ³)
5,6,7,8 ^{eme} étages	306	271	15	286	67500	236
2,3,4 ^{eme} étages	306	271	17,5	288,5	125052,08	433,46
1 ^{er}	306	271	20	291	213333,33	733,10
RDC	408	373	20	393	213333,33	542,83
S/SOL	350	315	20	335	213333,33	636,82

Tableau IV.4 Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal x-x :

NIV	h ₀ (cm)	h̄ (cm)	e _p /2 (cm)	h _c (cm)	I _{pn} (cm ⁴)	K _{pn} (cm ³)
5,6,7,8 ^{eme} étages	306	271	15	286	67500	236
2,3,4 ^{eme} étages	306	271	17,5	288,5	125052,08	433,46
1 ^{er}	306	271	20	291	213333,33	733,10
RDC	408	373	20	393	213333,33	542,83
S/SOL	350	315	20	335	213333,33	636,82

Tableau IV.5 Rigidités des poutres dans le sens longitudinal x-x:

NIV	Travée	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	L̄ (cm)	hp/2 (cm)	L _c (cm)	I _{in} (cm ⁴)	K _{in} (cm ³)
S/SOL, RDC,1 étage	A-B	(25x35)	300	260	17,5	277,5	89322,92	321,88
	B-C		400	360		377,5		236,72
	C-D		400	360		377,5		236,72
	D-E		400	360		377,5		236,72
	E-F		400	360		377,5		236,72
	F-G		400	360		377,5		236,72
	G-H		300	260		277,5		321,88
2,3,4 ^{eme} étage	B-C	(25x35)	400	365	17,5	382,5	89322,92	233,52
	C-D		400	365		382,5		233,52
	D-E		400	365		382,5		233,52
	E-F		400	365		382,5		233,52
	F-G		400	365		382,5		233,52
5,6,7,8 ^{eme} étage	B-C	(25x35)	400	370	17,5	387,5	89322,92	230,52
	C-D		400	370		387,5		230,52
	D-E		400	370		387,5		230,52
	E-F		400	370		387,5		230,52
	F-G		400	370		387,5		230,52

Tableau IV.6 Rigidités des poutres dans le sens transversal y-y:

NIV	Travée	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	\bar{L} (cm)	hp/2 (cm)	Lc (cm)	I _{in} (cm ⁴)	K _{in} (cm ³)
S/SOL, RDC,1 étage	A-B	(25x35)	300	260	17,5	277,5	89322,92	321,88
	B-C		400	360		377,5		236,62
	C-D		380	340		357,5		249,85
	D-E		380	340		357,5		249,85
	E-F		380	340		357,5		249,85
2,3,4 ^{ème} étage	B-C	(25x35)	400	365	17,5	382,5	89322,92	233,52
	C-D		380	345		362,5		246,41
	D-E		380	345		362,5		246,41
	E-F		380	345		362,5		246,41
5,6,7,8 ^{ème} étage	B-C	(25x35)	400	370	17,5	387,5	89322,92	230,51
	C-D		380	350		367,5		243,06
	D-E		380	350		367,5		243,06
	E-F		380	350		367,5		243,06

IV.2 Interaction voiles-portiques

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes «calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

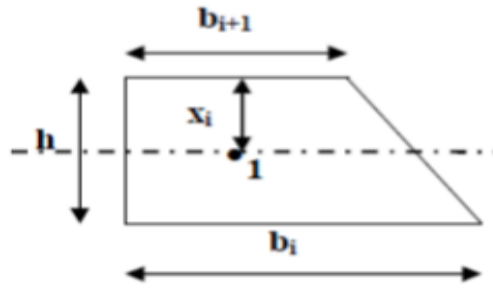
Pour déterminer cette inertie fictive ,il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher ,sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1 tonnes ,par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1m⁴, 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 refends et pour les portiques.

a) Calcul des flèches dans les refends:

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$, 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 airs».

La flèche que prendrait un refend au niveau «i» suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$



Avec: S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

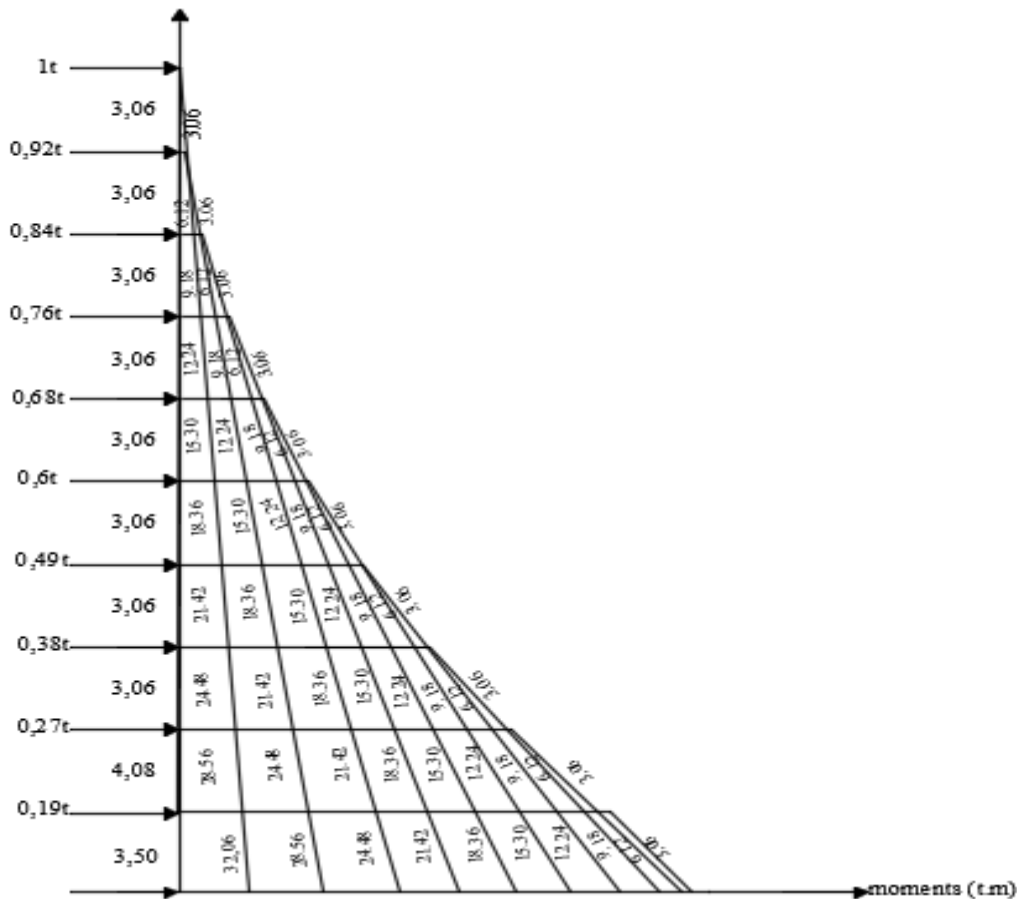


Figure IV.3 : diagramme des moments

Le tableau suivant donne les aires (S_i) et la position du centre de gravité (d_i) :

Tableau IV.7: Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Niveaux	hi(m)	bi(m)	bi+1(m)	Si(m ²)	di(m)	Si×di	∑Si×di=Elfi
08	3,06	3,06	0,00	4,682	2,04	9,551	3603,07
07	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,428	3593,52
06	3,06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,631	3560,09
05	3,06	30,6	18,36	74,909	1,656	124,199	3488,46
04	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,017	3364,26
03	3,06	64,26	45,9	168,545	1,615	272,199	3173,24
02	3,06	85,68	64,26	229,408	1,603	367,741	2901,04
01	3,06	110,16	85,68	299,635	1,594	477,618	2533,30
RDC	4,08	138,72	110,16	507,715	2,118	1075,34	2055,68
S/Sol	3,50	170,78	138,72	541,625	1,81	980,34	980,34

Nous aurons :

$$F_{S/SOL} = \frac{S_1 \times D_1}{EI} = \frac{541,625 \times 1,81}{EI} = \frac{980,34}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{S_2 \times d_2 + S_1 \times d_1}{EI} = \frac{2055,68}{EI}$$

.

f_8

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.

b) Calcul des déplacements des portiques:

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \Sigma K_{pot}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

$$M_n = T_n \times h_e$$

M_n : Moment d'étage:

h_e : Hauteur d'étage.

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

ΣK_{pot} : La somme des raideurs des poteaux au niveau n

$E\Theta$: Rotation d'étage :

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{i1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau:

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{i1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\Theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

I_{tn} = inertie des poutres du niveau n

Avec :

K_{tn} : Raideur des poutres

K_{pn} : Raideur des poteaux

L : portée libre des poutres

H : portée libre de la poutre

IV.2.1 Calcul de l'inertie fictive

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égale à (1 tonne) de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontale (1 tonne à chaque niveau).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta_i}$$

Avec : $-I_{ei}$: Inertie fictive du portique au niveau n.

$-f_i$: Flèche du refend au même niveau n.

$\sum \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

Tableau IV.8 Inertie fictive sens longitudinal x-x:

NIV	portique	Mn	Mn+1	$\Sigma K_{pn}.10^{-6}$	$\Sigma K_{tn}.10^{-6}$	E Θ_n	E ψ_n	Δ_n	Δ_i	E f_i (m)	I e_i (m ⁴)
S/SOL	A-B	168,81	137,7	636,82	321,88	34061,3596	61163,9959	214073,986	1043175,39	980,34	0,001
	B-C	168,81	137,7	636,82	236,62	44086,1731	65213,6678	228247,837			
	C-D	168,81	137,7	636,82	249,85	42160,7034	64250,933	224878,265			
	D-E	168,81	137,7	636,82	249,85	42160,7034	64250,933	224878,265			
	E-F	168,81	137,7	636,82	249,85	42160,7034	43170,5807	151097,032			
RDC	A-B	137,7	110,16	542,83	321,88	32084,9385	59004,6492	240738,969	1180706,6	2055,68	0,002
	B-C	137,7	110,16	542,83	236,62	43645,9302	63629,5804	259608,688			
	C-D	137,7	110,16	542,83	249,85	41334,8009	62474,0157	254893,984			
	D-E	137,7	110,16	542,83	249,85	41334,8009	62474,0157	254893,984			
	E-F	137,7	110,16	542,83	249,85	41334,8009	41806,6104	170570,97			
1	A-B	110,16	85,68	733,1	321,88	25351,0625	42440,534	129868,034	635717,521	2533,3	0,004
	B-C	110,16	85,68	733,1	236,62	34485,6732	46094,8006	141050,09			
	C-D	110,16	85,68	733,1	249,85	32659,5958	45181,7619	138256,191			
	D-E	110,16	85,68	733,1	249,85	32659,5958	45181,7619	138256,191			
	E-F	110,16	85,68	733,1	249,85	32659,5958	28851,9655	88287,0144			
2	B-C	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	42525,949	130129,404	475302,104	2901,04	0,006
	C-D	85,68	64,26	433,46	246,41	25354,0847	41826,1928	127988,15			
	D-E	85,68	64,26	433,46	246,41	25354,0847	41826,1928	127988,15			
	E-F	85,68	64,26	433,46	246,41	25354,0847	29149,1503	89196,3999			
3	B-C	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	31495,6785	96376,7762	352287,545	3173,24	0,009
	C-D	64,26	45,9	433,46	246,41	18627,4908	30981,5719	94803,61			
	D-E	64,26	45,9	433,46	246,41	18627,4908	30981,5719	94803,61			
	E-F	64,26	45,9	433,46	246,41	18627,4908	21667,8264	66303,5488			
4	B-C	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	22117,1196	67678,386	247644,394	3364,26	0,014

	C-D	45,9	30,6	433,46	246,41	12935,7575	21760,1011	66585,9095			
	D-E	45,9	30,6	433,46	246,41	12935,7575	21760,1011	66585,9095			
	E-F	45,9	30,6	433,46	246,41	12935,7575	15292,2187	46794,1892			
5	B-C	30,6	18,36	236	230,51	8849,94143	19426,5502	59445,2435	222842,288	3488,46	0,02
	C-D	30,6	18,36	236	243,06	8392,98939	19198,0741	58746,1068			
	D-E	30,6	18,36	236	243,06	8392,98939	19198,0741	58746,1068			
	E-F	30,6	18,36	236	243,06	8392,98939	15001,5787	45904,8308			
6	B-C	18,36	9,18	236	230,51	4978,09206	11332,6251	34677,8329	130308,322	3560,09	0,03
	C-D	18,36	9,18	236	243,06	4721,05653	11204,1074	34284,5686			
	D-E	18,36	9,18	236	243,06	4721,05653	11204,1074	34284,5686			
	E-F	18,36	9,18	236	243,06	4721,05653	8843,579	27061,3517			
7	B-C	9,18	3,06	236	230,51	2212,48536	5396,89178	16514,4888	62323,2841	3593,52	0,06
	C-D	9,18	3,06	236	243,06	2098,24735	5339,77277	16339,7047			
	D-E	9,18	3,06	236	243,06	2098,24735	5339,77277	16339,7047			
	E-F	9,18	3,06	236	243,06	2098,24735	4290,649	13129,3859			
8	B-C	3,06	0	236	230,51	553,12134	1619,35006	4955,21119	18887,1768	3603,07	0,2
	C-D	3,06	0	236	243,06	524,561837	1605,07031	4911,51515			
	D-E	3,06	0	236	243,06	524,561837	1605,07031	4911,51515			
	E-F	3,06	0	236	243,06	524,561837	1342,7893	4108,93526			

Tableau IV.9 Inertie fictive sens transversal y-y:

NIV	portique	Mn	Mn+1	$\Sigma K_{pn} \times 10^4$	$\Sigma K_{tn} \times 10^4$	E Θ_n	E ψ_n	Δn	Δi	Ef _i (m)	I _{ei} (m ⁴)
S/SOL	A-B	168,81	137,7	636,82	321,88	34061,3596	61156,3893	214047,362	1491274,56	980,34	0,001
	B-C	168,81	137,7	636,82	236,72	44070,9598	66161,1894	231564,163			
	C-D	168,81	137,7	636,82	236,72	44070,9598	66161,1894	231564,163			
	D-E	168,81	137,7	636,82	236,72	44070,9598	66161,1894	231564,163			
	E-F	168,81	137,7	636,82	236,72	44070,9598	66161,1894	231564,163			
	F-G	168,81	137,7	636,82	236,72	44070,9598	61156,3893	214047,362			
	G-H	168,81	137,7	636,82	321,88	34061,3596	39120,9097	136923,184			
RDC	A-B	137,7	110,16	542,83	321,88	32084,9385	58995,4303	240701,356	1690096,64	2055,68	0,001
	B-C	137,7	110,16	542,83	236,72	43627,4924	64766,7073	264248,166			
	C-D	137,7	110,16	542,83	236,72	43627,4924	64766,7073	264248,166			
	D-E	137,7	110,16	542,83	236,72	43627,4924	64766,7073	264248,166			
	E-F	137,7	110,16	542,83	236,72	43627,4924	64766,7073	264248,166			
	F-G	137,7	110,16	542,83	236,72	43627,4924	58995,4303	240701,356			
	G-H	137,7	110,16	542,83	321,88	32084,9385	37181,6841	151701,271			
1	A-B	110,16	85,68	733,1	321,88	25351,0625	42433,2499	129845,745	911994,084	2533,33	0,003
	B-C	110,16	85,68	733,1	236,72	34471,1051	46993,2712	143799,41			
	C-D	110,16	85,68	733,1	236,72	34471,1051	46993,2712	143799,41			
	D-E	110,16	85,68	733,1	236,72	34471,1051	46993,2712	143799,41			
	E-F	110,16	85,68	733,1	236,72	34471,1051	46993,2712	143799,41			
	F-G	110,16	85,68	733,1	236,72	34471,1051	42433,2499	129845,745			
	G-H	110,16	85,68	733,1	321,88	25351,0625	25197,6974	77104,954			
	B-C	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	43225,7053	132270,658	620420,287	2901,04	0,005
	C-D	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	43225,7053	132270,658			

2	D-E	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	43225,7053	132270,658			
	E-F	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	43225,7053	132270,658			
	F-G	85,68	64,26	433,46	233,52	26753,5971	29848,9067	91337,6545			
3	B-C	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	32009,7851	97949,9425	459676,485	3173,24	0,01
	C-D	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	32009,7851	97949,9425			
	D-E	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	32009,7851	97949,9425			
	E-F	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	32009,7851	97949,9425			
	F-G	64,26	45,9	433,46	233,52	19655,704	22181,9331	67876,7153			
4	B-C	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	22474,1381	68770,8626	322970,127	3364,26	0,01
	C-D	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	22474,1381	68770,8626			
	D-E	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	22474,1381	68770,8626			
	E-F	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	22474,1381	68770,8626			
	F-G	45,9	30,6	433,46	233,52	13649,7945	15649,2409	47886,6771			
5	B-C	30,6	18,36	236	230,52	8849,55752	19654,6423	60143,2053	287176,204	3488,46	0,01
	C-D	30,6	18,36	236	230,52	8849,55752	19654,6423	60143,2053			
	D-E	30,6	18,36	236	230,52	8849,55752	19654,6423	60143,2053			
	E-F	30,6	18,36	236	230,52	8849,55752	19654,6423	60143,2053			
	F-G	30,6	18,36	236	230,52	8849,55752	15229,8635	46603,3823			
6	B-C	18,36	9,18	236	230,52	4977,87611	11460,927	35070,4365	167736,032	3506,09	0,02
	C-D	18,36	9,18	236	230,52	4977,87611	11460,927	35070,4365			
	D-E	18,36	9,18	236	230,52	4977,87611	11460,927	35070,4365			
	E-F	18,36	9,18	236	230,52	4977,87611	11460,927	35070,4365			
	F-G	18,36	9,18	236	230,52	4977,87611	8971,9889	27454,286			
7	B-C	9,18	3,06	236	230,52	2212,38938	5453,9148	16688,9793	80059,9408	3593,52	0,04
	C-D	9,18	3,06	236	230,52	2212,38938	5453,9148	16688,9793			
	D-E	9,18	3,06	236	230,52	2212,38938	5453,9148	16688,9793			

	E-F	9,18	3,06	236	230,52	2212,38938	5453,9148	16688,9793			
	F-G	9,18	3,06	236	230,52	2212,38938	4347,72011	13304,0235			
8	B-C	3,06	0	236	230,52	553,097345	1633,60582	4998,83381	24147,9301	3603,07	0,20
	C-D	3,06	0	236	230,52	553,097345	1633,60582	4998,83381			
	D-E	3,06	0	236	230,52	553,097345	1633,60582	4998,83381			
	E-F	3,06	0	236	230,52	553,097345	1633,60582	4998,83381			
	F-G	3,06	0	236	230,52	553,097345	1357,05715	4152,59488			

C) Inerties moyennes des portiques:**Tableau IV.10 Inertie moyennes sens transversal y-y:**

NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ey}(m^4)$	0,2	0,04	0,02	0,01	0,01	0,01	0,005	0,003	0,001	0,001
$I_{moy}(m^4)$	0,03									

Tableau IV.11 Inertie moyennes sens longitudinal x-x:

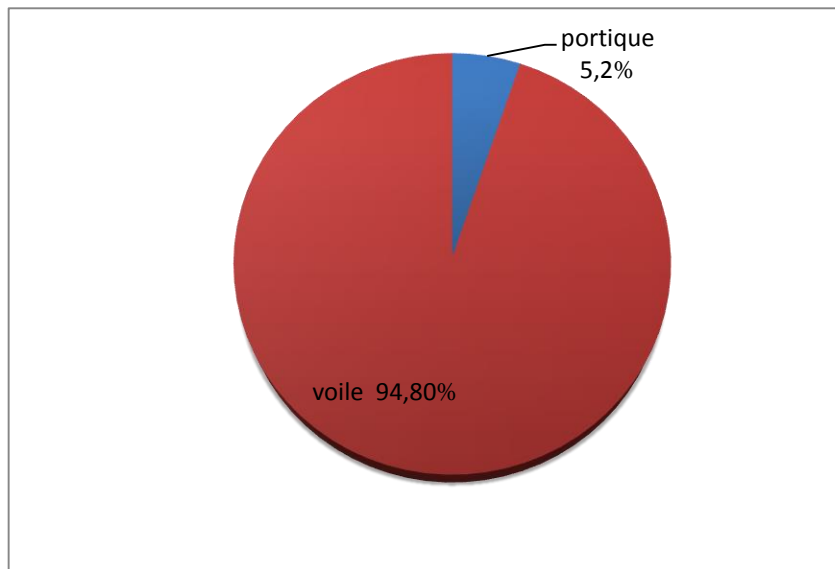
NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S/sol
$I_{ex}(m^4)$	0,2	0,06	0,03	0,02	0,0014	0,009	0,006	0,004	0,02	0,01
$I_{moy}(m)$	0,036									

d) Comparaison des inerties des voiles et des portiques:**Tableau IV.12 pourcentage des inerties sens transversal y-y:**

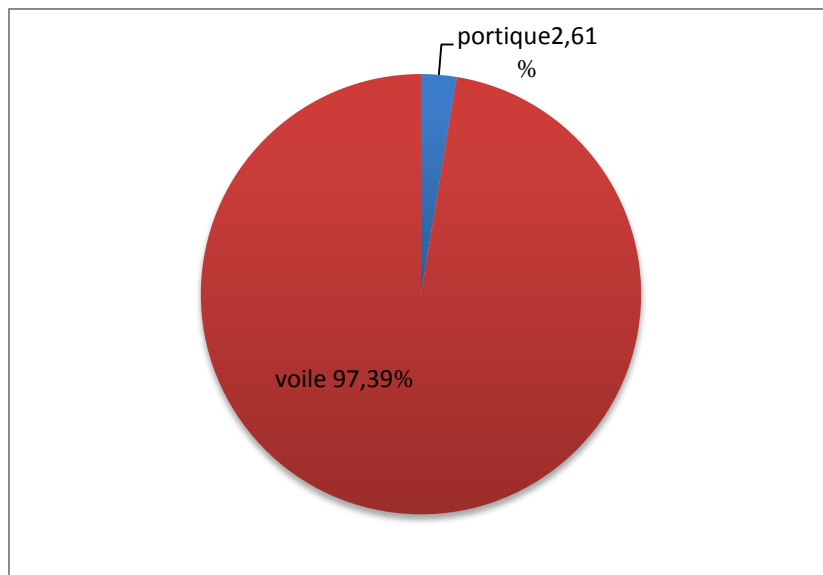
	$I_{moy} (m^4)$	%de participation
Portiques	0,03	2,61%
Voile	1,12	97,39%
Somme	1,15	100%

Tableau IV.13 pourcentage des inerties sens longitudinal x-x:

	$I_{moy} \text{ par niveau } (m^4)$	%de participation
Portiques	0,036	5,20%
Voile	0,73	94,80%
Somme	0,77	100%



sens longitudinal x-x



sens transversal y-y

Remarque :

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système de portiques contreventée par voiles.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «portiques contreventés par voiles », les recommandations suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et totalité des sollicitations dues charges horizontales.
- ❖ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de L'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33m au maximum

Conclusion:

On a adopté le système de contreventement suivant :

R= 3,5 voiles porteurs (Tableau 4.3.RPA99 révisé 2003).

V : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Dans cette étude, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis ETABS particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

V.1 : Description du logiciel ETABS :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (Tridimensionnel analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des Bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6.0.

Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : charge uniformément répartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteaux

Beam : poutres

V.2 : Etapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux

(RDC+8 étages + 1 sous-sols) encastrée à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaires sont introduits comme charges (escaliers...).

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.2.1: Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



A) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments Définition des caractéristiques géométriques des structures (Building plan Grid and Story Data Definition)

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire

Le nombre de lignes dans la direction X → Numberlines in X direction

Le nombre de lignes dans la direction Y → Numberlines in Y direction

Le nombre d'étage → Number of stories ;

La hauteur d'étage courant → typical story height ;

La hauteur d'étage en bas → bottom story height.

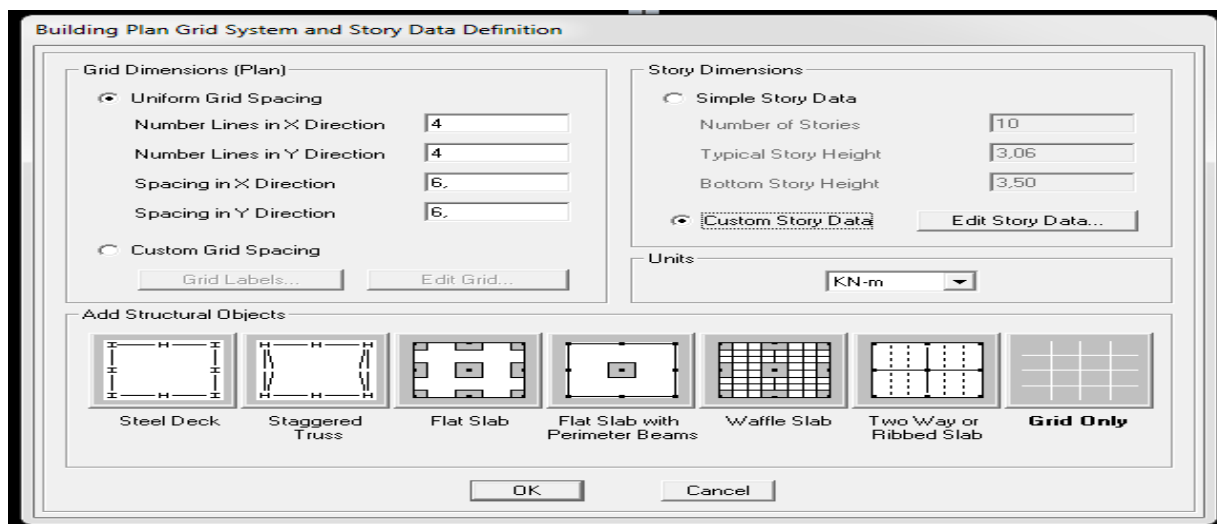


Fig V.1: introduction des éléments de structure.

V.2.2:Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l’occurrence, l’acier et le béton.

On clique sur **Define Material property** ou bien

On sélectionne le matériau **CONC.**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

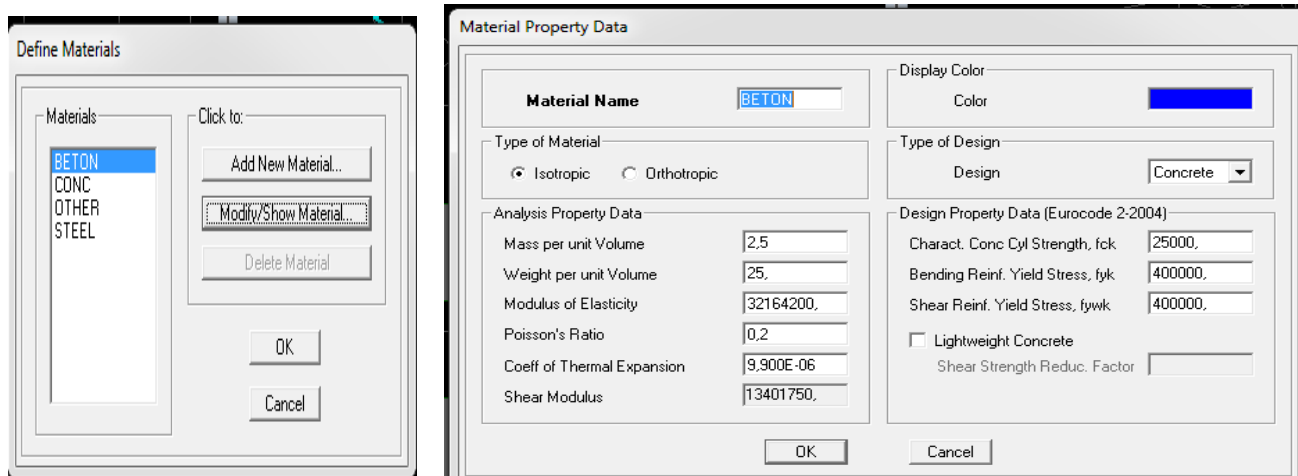


Fig V.2 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique : $2.5 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d’élasticité : $32164195 \text{ KN} / \text{m}$
- Coefficient de poisson : (0.2 à l’ELS, 0 à l’ELU)
- Resistance du béton à la compression : $f_{c28} = 25\,000 \text{ KN} / \text{m}^2$.

- Nuances des aciers FeE400 : 400 000 KN/ m².

V.2.3 : Troisième étape :


La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

•Définition des différents éléments:

A. Les éléments barres:

poteaux et poutres : Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

B. Les éléments plaques :

Voiles, plancher et dalles pleines: On choisit le menu **Define**→**wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**delete property**

Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

On clique sur **Add new wall/slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur

➤ **Poutres :**

➤ Poutres principales (25 x 35)

➤ Poutres secondaires (25x35)

➤ **Poteaux :**

• (40X40) cm² pour le SOUS/SOL, RDC et le 1^{ème} étage.

• (35x35) cm² pour le 2^{ème}, le 3^{ème} et le 4^{ème} étage.

• (30x30) cm² pour le 5^{ème}, le 6^{ème}, le 7^{ème} et le 8^{ème} étage.

➤ **Les Voiles :**

Pour les Voiles l'épaisseur est de 25 cm.

➤ **Les planchers :**

➤ **Dalle pleine** : épaisseur de 15 cm.


➤ **Plancher à Corps creux** : on utilisera des sections en T pour la modélisation des Poutrelles. Avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise).

V.2.4 : Quatrième étape : charges statiques (G et Q) :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (**G et Q**):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation

Q, pour les définir on clique sur : **Define**→ **StaticLoad Cases**. 

Charges permanentes :

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

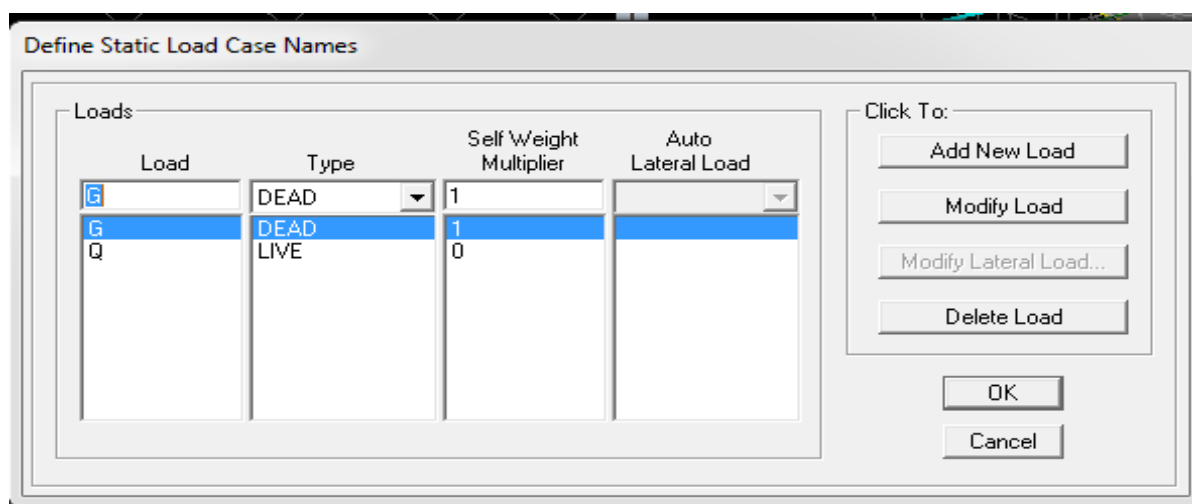



Fig V.3 : définition des charges G et Q.

Chargement des poutres :

Pour affectation des charges :

On sélectionne chaque poutres et en clique sur l'icône  ou bien

→ **Aissing** → **Frame line /load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

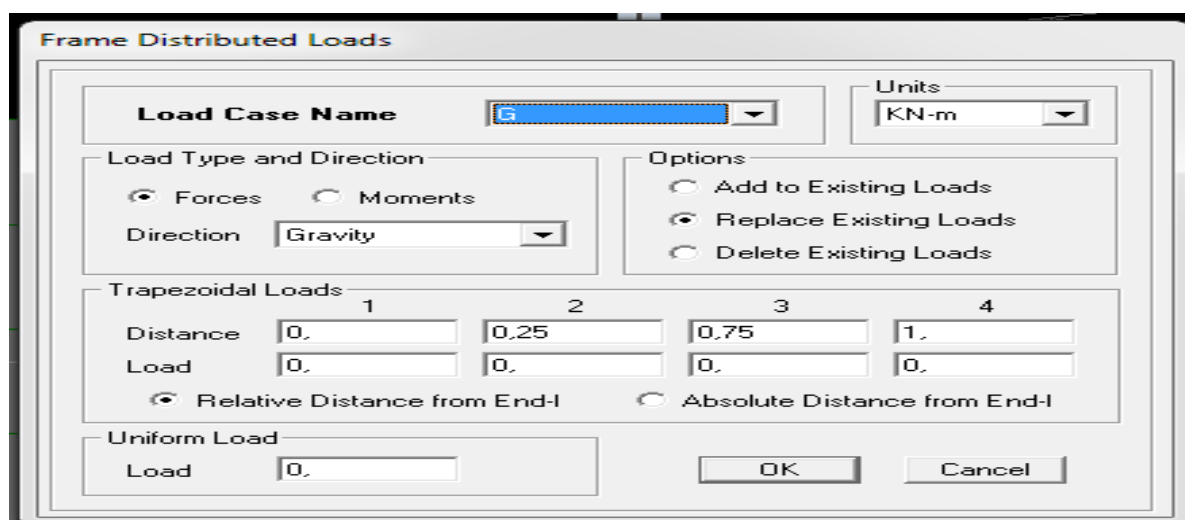


Fig V.4: distribution des charges et surcharges

V.2.5 : Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

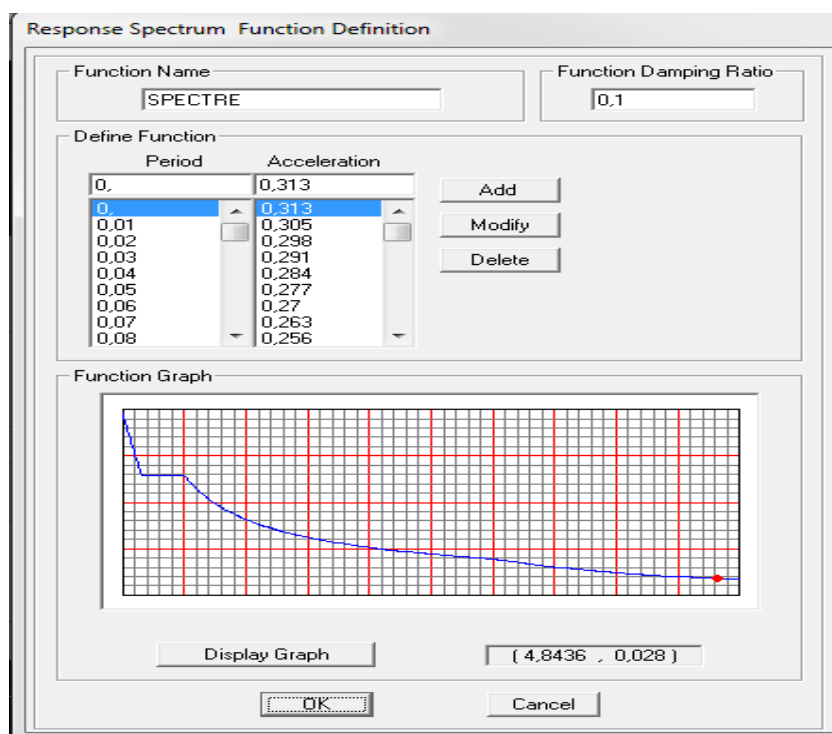


Fig V.5: Spectre de réponse du RPA.

V.2.6 : Sixième étape : Introduction des combinaisons d’actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur :**Define**→ **Load combinations** ou bien cliquer sur l’icône



Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur→**Add New Combo**, on aura à introduire les

•**Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

•**Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

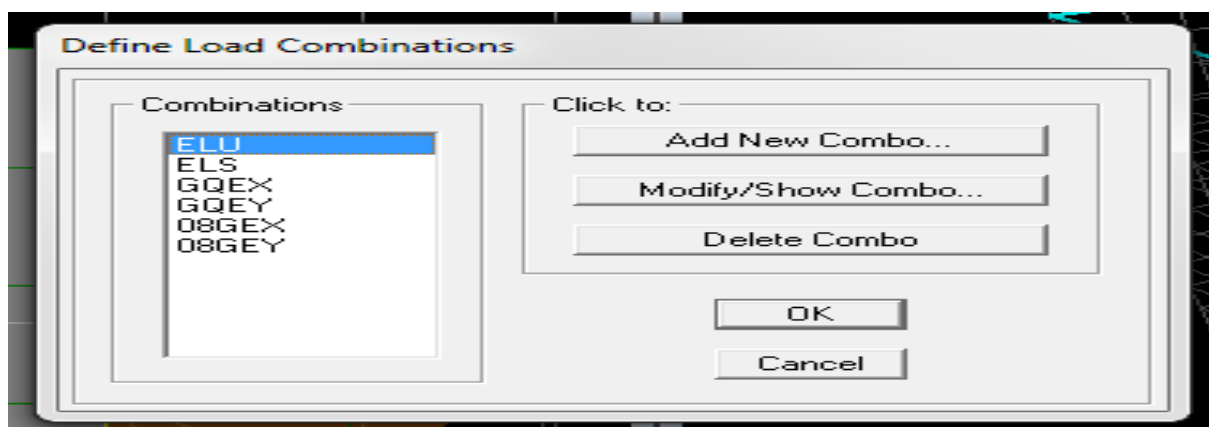


Fig V.6 : introduction des combinaisons

V.2.7 : Septième étape : Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale

$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre:

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

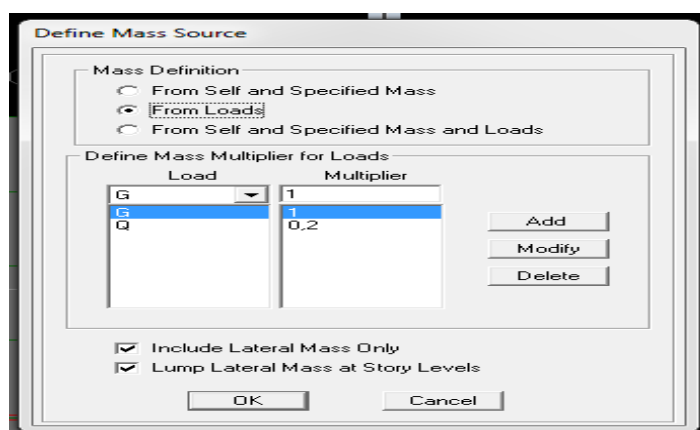


Fig V.7 : Introduction de la masse source.

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.
 - Diaphragme : Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit Relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (Mass –Source).

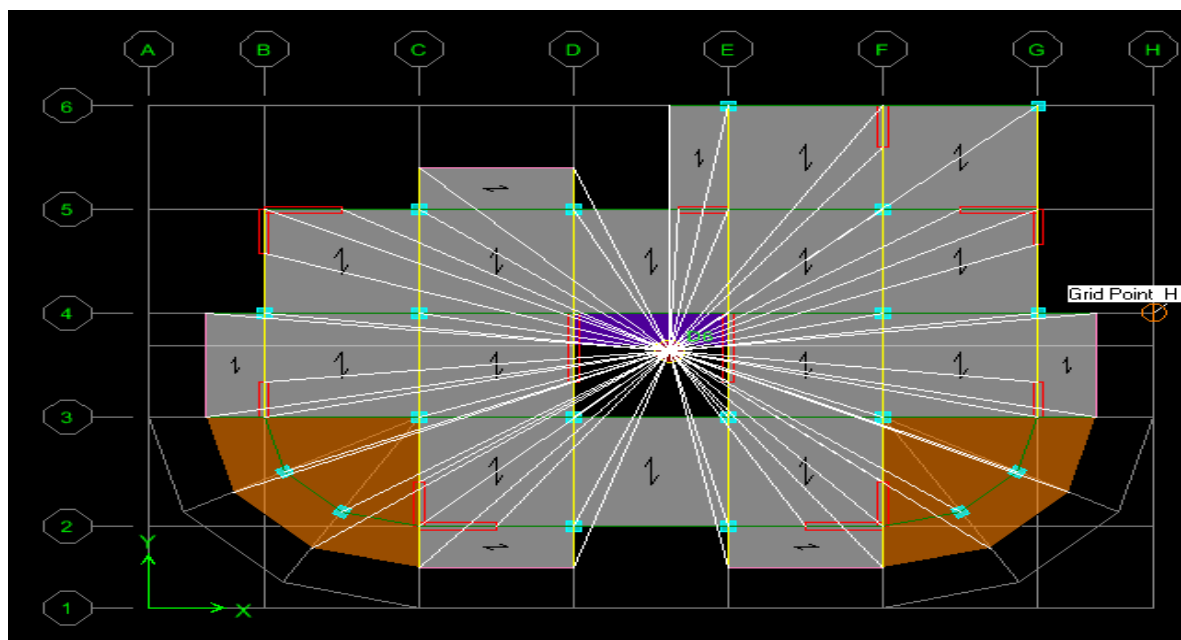


Fig V.8 introduction du diaphragme

V.2.8 : Huitième étape :

Consiste à l'analyse et visualisation des résultats, Pour lancer l'analyse de la Structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

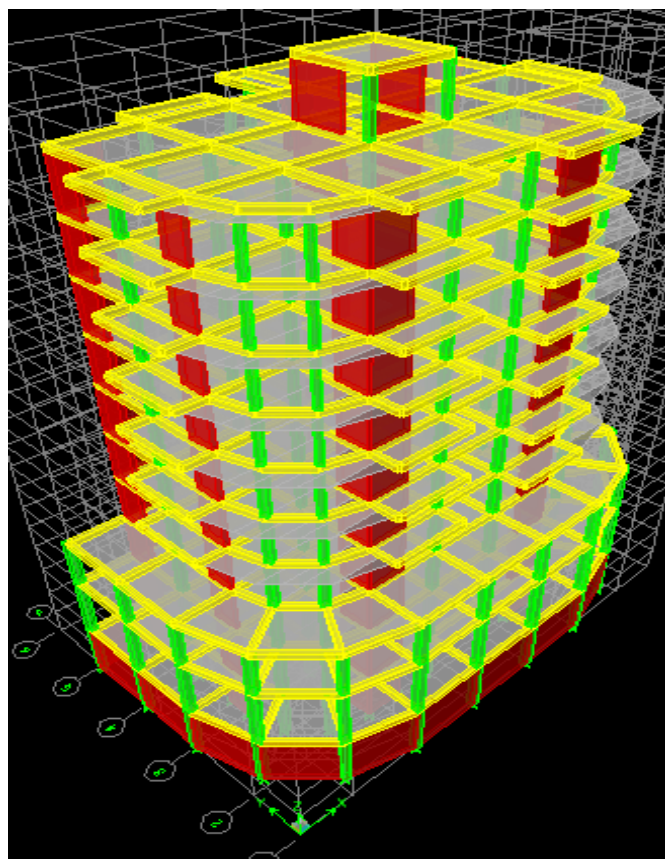


Fig V.9 : modèle a considéré pour la modélisation de la structure.

V.3 : Choix de la méthode de calcul.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

V.3.1 : Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- ❖ **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).
- ❖ **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**) pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II-a : groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 Niveaux ou 17 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les Conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (RPA99/mod2003 Art 4.1.3)

- Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente**.

❖ **Classification de l'ouvrage** : selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation et commercial, dont la hauteur $H = 32,06 \text{ m} < 48\text{m}$, qui sera classé au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à *Alger (Zone III)*.

V.4 : Vérifications selon les exigences du RPA :

V.4.1 : Vérification de la période empirique T

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculé par des Méthodes analytiques ou numériques (ART 4.24RPA99/version2003)

$$T_{\text{empirique}} = \min \left(C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au

Dernier niveau n dans notre cas $h_n = 32,06 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas $C_T = 0,05$.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x = 26,35 \text{ m}$ et $D_y = 18,75 \text{ m}$.

Donc :

$$T_1 = 0,05 \times (32,06)^{3/4} = 0,674 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{(0,09 \times 32,06)}{\sqrt{26,35}} = 0,562 \text{ s}$$

$$T_{3y} = \frac{(0,09 \times 32,06)}{\sqrt{18,75}} = 0,670 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,674 ; 0,562 ; 0,670) = 0,562 \text{ s}$$

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes

Numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules

Empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est

Déterminée dans le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Avec : $1,3T_{\text{Empirique}} = 0,730 \text{ s} < T_{\text{Analytique}} = 0,945 \text{ s}$

Donc : $T = 1,3T_{\text{Empirique}} = 0,73 \text{ s}$

V.4.2 : Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% de la masse totale de la structure. (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,9452	59,5769	0,0755	0,6881	59,5769	0,0755	0,6881
2	0,892748	0,0717	60,9458	0,0061	59,6486	61,0213	0,6942
3	0,726607	0,5149	0,0267	54,17	60,1635	61,048	54,8642
4	0,260341	14,5663	0,3348	0,0128	74,7297	61,3828	54,877
5	0,2478	0,3875	14,6656	0,0886	75,1172	76,0484	54,9655
6	0,202718	0,0254	0,1323	15,6811	75,1426	76,1806	70,6467
7	0,143097	1,1871	0,0002	0,0014	76,3297	76,1809	70,648
8	0,113548	1,6791	4,2626	0,0642	78,0088	80,4434	70,7122
9	0,111837	3,6762	1,9572	0,1169	81,685	82,4006	70,8291
10	0,093245	0,0085	0,1483	6,6071	81,6935	82,5489	77,4362
11	0,064553	2,2465	0,5103	0,013	83,94	83,0592	77,4492
12	0,063409	0,4428	2,4985	0,0367	84,3828	85,5577	77,4859
13	0,051954	0,0079	0,0742	2,5222	84,3908	85,6319	80,0081
14	0,041232	1,5695	0,0817	0,005	85,9602	85,7135	80,0131
15	0,04023	0,0604	1,9762	0,0177	86,0206	87,6897	80,0308
16	0,03385	0,0021	0,0382	0,9899	86,0227	87,7279	81,0207
17	0,031267	0,0106	0,0002	0,5939	86,0332	87,728	81,6146
18	0,029601	1,37	0,0216	0,0192	87,4033	87,7497	81,6339
19	0,028747	0,0105	2,0891	0,0004	87,4138	89,8388	81,6343
20	0,024001	0,0103	0,0129	1,0284	87,4241	89,8516	82,6626
21	0,022943	1,138	0,338	0,0559	88,5621	90,1896	82,7185
22	0,022674	0,2003	1,8416	0,1046	88,7624	92,0312	82,8231
23	0,019411	0,0242	2,5022	0,1038	88,7866	94,5334	82,9269
24	0,018727	1,9926	0,0888	0,003	90,7792	94,6222	82,93

Tableau V.1 : Pourcentage de la participation de la masse modale

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90 % à partir de le 24eme mode :

- Sens xx : 59,58 % une translation suivant x.
- Sens yy : 60,95 % une translation suivant y.
- Sens zz : 54,17 % une rotation suivant z.

Donc la condition du RPA est vérifiée.

V.4.3: Vérification de l'effort tranchant à la base.

A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente (Art.4.1 RPA 99/V2003):

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ **A : coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : **2** d'après le tableau (Tab 4.1) \implies **A = 0,25**

Zone sismique : **III**

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 RPA 99/Version2003) en fonction du Système de contreventement .Pour le cas de notre bâtiment, on a

R=3,5: voiles porteurs (d'après le chapitre 4).

➤ **Calcul du poids total de la structure Wt :**

- W : poids du bâtiment. (Le poids est calculé selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99 Version 2003.) **Mi = MG_i + β×MQ_i**

Avec :

Mi : La masse totale du niveau i.

MG_i : La masse due aux charges permanentes.

MQ_i : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003 $\rightarrow \beta = 0.2$

Poids total de la structure, donné par ETABS est : W = 30958,21 KN.

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 2003)**

La nature du sol : Site 3 \rightarrow **T₂ = 0,5 [s]** (Site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ζ (%):pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif,

Donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

Remarque :

Notre structure est composée de portiques et de voiles, donc le coefficient d'amortissement prend une valeur intermédiaire (entre voiles et portiques).

$$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,82$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3,0 \text{ [sec]} \text{ Alors } \rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 0,82 (0,5/0,945)^{2/3} = 1,34$$

❖ **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

Critère q »	Pénalité P_q sens x-x	Pénalité P_q sens y-y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau V.2 : Valeurs des pénalités dans les deux sens.

• **Régularité en élévation**

- Système de contreventement continu.
- Étages identiques et pas de différence de rigidité.
- Pas de décrochements en élévation.

Le critère est observé 0,00 4 P = .

Les essais systématiques sont régulièrement réalisés sur chantier, d'où 0,00 5 P = .

Le contrat de suivi est permanent (BET et CTC) 0,00

$$Q_x = 1 + 0,05 = 1,05$$

$$Q_y = 1 + 0,05 = 1,05$$

Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1 RPA 99/V2003) suivant la zone sismique et le Groupe d'usage du bâtiment.

Pour notre cas : A=0,15 (zone III , groupe 2).

On aura ainsi la force sismique à la base :

Sens longitudinal x-x:

$$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W = 0,15 \times 1,34 \times 1,05 \times 30958,21/3,5 = 1866,78 \text{ KN.}$$

Donc : $V_x = 1866,78 \text{ KN.}$

Sens transversal y-y:

$$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W = 0,15 \times 1,34 \times 1,05 \times 30958,21/3,5 = 1866,78 \text{ KN.}$$

Donc : $V_y = 1866,78 \text{ KN.}$

V.4.4: Vérification de l'effort sismique dynamique V_d : (ART 4.3.6 ; RPA99/V2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des Valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces Sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée : $V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$.
Si $V_{etabs} \leq 0,8 V_{st}$.Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

Sens	V_{st} (KN)	$0,8 V_{st}$ (KN)	V_{etabs} (KN)	$V_{etabs} \geq 0,8 V_{st}$
Suivant X	1866,78	1493,42	1939,22	CV
Suivant Y	1866,78	1493,42	2025,99	CV

Tableau V.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

V.4.5: Caractéristiques géométriques de la Structure :

- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :
- Excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux Rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces Horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus Grande des deux valeurs :

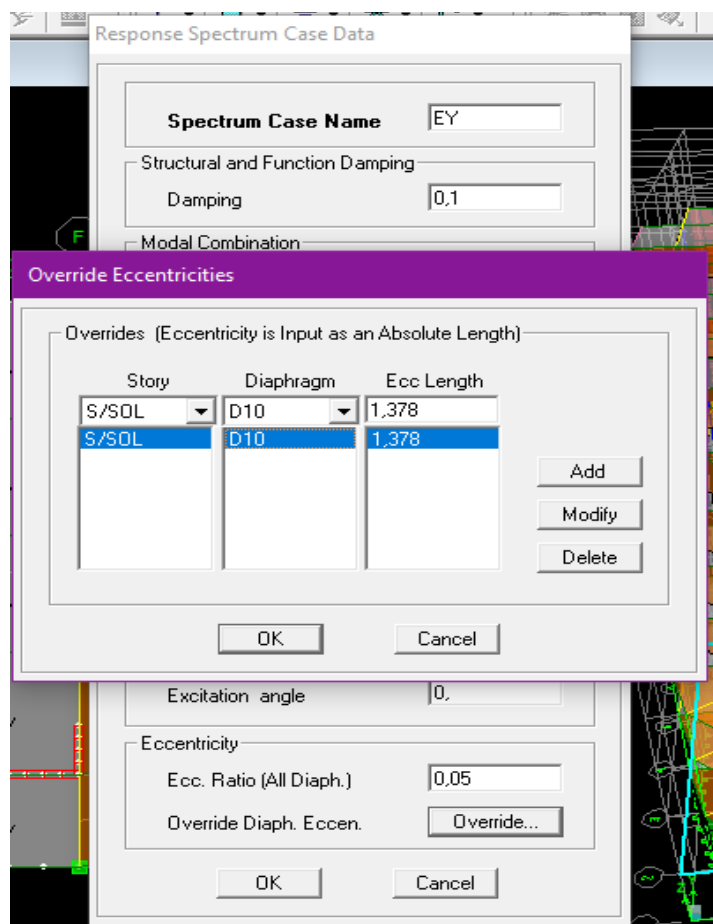
- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être Prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
						EX	EY	EX	EY
11	D1	13	9,003	13,24	9,045	-0,24	-0,042	1,32	1,32
ETG 8	D2	13,345	9,457	13,378	8,865	-0,033	0,592	//	//
ETG 7	D3	13,456	9,369	13,339	8,89	0,117	0,479	//	//
ETG 6	D4	13,466	9,374	13,286	8,925	0,18	0,449	//	//
ETG 5	D5	13,466	9,374	13,23	8,967	0,236	0,407	//	//
ETG 4	D6	13,467	9,373	13,175	9,021	0,292	0,352	//	//
ETG 3	D7	13,468	9,371	13,125	9,097	0,343	0,274	//	//
ETG 2	D8	13,45	9,368	13,094	9,201	0,356	0,167	//	//
ETG 1	D9	13,679	8,601	13,093	9,359	0,586	-0,758	//	//
RDC	D10	13,69	8,553	13,209	9,644	0,481	-1,091	//	//
S/SOL	D11	13,722	8,659	14,363	7,281	-0,641	1,378	//	//

Tableau V.4 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

Remarque :

On remarque que l'effet de torsion dans le sens yy n'est pas vérifié dans le S/SOL , donc On l'introduit dans le logiciel Etabs pour qu'il tienne compte de l'excentrement des efforts.



V.4.6: Vérification des déplacements:

A) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

-Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} ; \delta_k = T_k / R_{jk}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h$$

Story	δ_{ekx}	$\delta_{kx} = R \delta_{ek}$	$\Delta_{kx} = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_{eky}	$\delta_{ky} = R \delta_{ek}$	$\Delta_{ky} = \delta_k - \delta_{k-1}$	he (m)	0,01 x he	$\Delta_k \leq 0.01 h_e$
TERR	0,04831	0,19322	0,011609	0,04641	0,1856276	0,01759	3,06	0,0306	CV
ETG 8	0,0454	0,181611	0,019199	0,04201	0,1680386	0,0168	3,06	0,0306	CV
ETG 7	0,0406	0,162412	0,020798	0,03781	0,1512339	0,0184	3,06	0,0306	CV
ETG 6	0,0354	0,141614	0,021603	0,03321	0,1328295	0,0196	3,06	0,0306	CV
ETG 5	0,03	0,120011	0,022797	0,02831	0,1132254	0,0212	3,06	0,0306	CV
ETG 4	0,0243	0,097213	0,023203	0,02301	0,0920217	0,0212	3,06	0,0306	CV
ETG 3	0,0185	0,07401	0,022404	0,0177	0,0708181	0,0212	3,06	0,0306	CV
ETG 2	0,0129	0,051606	0,020796	0,0124	0,0496145	0,0192	3,06	0,0306	CV
ETG 1	0,0077	0,03081	0,016405	0,0076	0,0304105	0,016	3,06	0,0306	CV
RDC	0,0036	0,014406	0,014006	0,0036	0,0144056	0,01361	4,08	0,0408	CV
S/SOL	0,0001	0,0004	0,0004	0,0002	0,0008	0,0008	3,5	0,035	CV

Tableau V.5 : Vérification des déplacements relatifs de chaque niveau.

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{H}{500} = \frac{32,06}{500} = 0,064m$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment.

Sens longitudinal x-x:

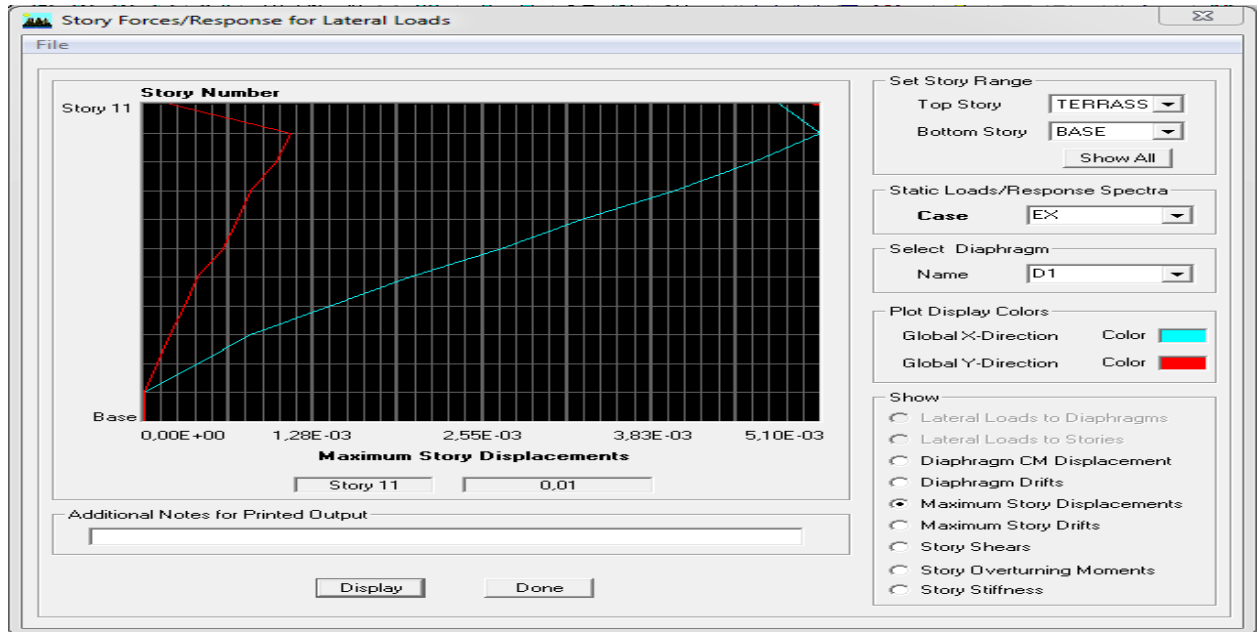


Figure V.10 : Déplacement maximal dans le sens longitudinal.

$\delta_{max} = 0,010 \text{ m} < 0,064$ condition vérifier

Sens transversal y-y :

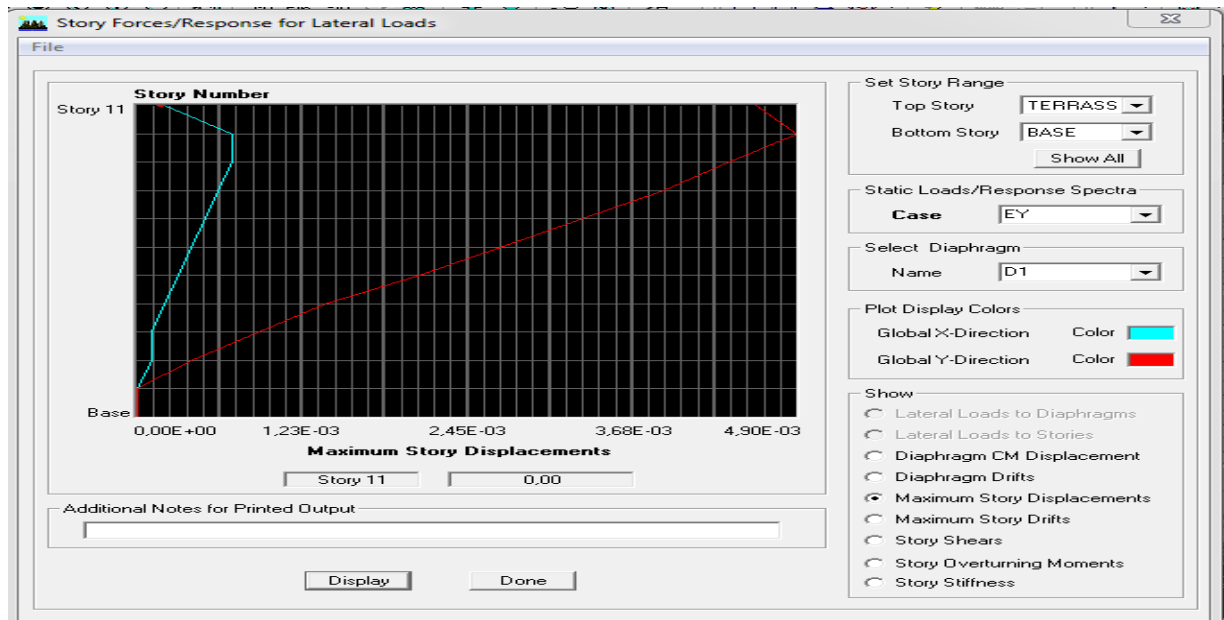


Figure V.11 : Déplacement maximal dans le sens transversal.

$\delta_{max} = 0,00 \text{ m} < 0,064$ condition vérifier

V.4.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k»

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k»

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

h_k: hauteur d'étage «k».

Si $\theta_k \leq 0.1$ → effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ → Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k \geq 0.2$ → Structure instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

caractéristiques des niveaux			sens x-x			sens y-y		
NIVEAU	P _k (KN)	h _k	Δ _k	V _k	Θ _x	Δ _k	V _k	Θ _y
TERRASSE	174,762	3,06	0,01161	69,4882	0,00954	0,01759	67,563	0,014869
ETAGE 8	2338,91	3,06	0,0192	624,437	0,0235	0,0168	645,528	0,019892
ETAGE 7	2516,18	3,06	0,0208	1062,28	0,0161	0,0184	1100,43	0,013749
ETAGE 6	2524,78	3,06	0,0216	1397,5	0,01275	0,0196	1458,53	0,011088
ETAGE 5	2524,78	3,06	0,0228	1670,87	0,01126	0,0212	1753,98	0,009973
ETAGE 4	2548,41	3,06	0,0232	1907,88	0,01013	0,0212	2007,84	0,008793
ETAGE 3	2572,04	3,06	0,0224	2118,8	0,00889	0,0212	2229,18	0,007994
ETAGE 2	2567,35	3,06	0,0208	2298,37	0,00759	0,0192	2415,29	0,00667
ETAGE 1	3213,62	3,06	0,01641	2478,69	0,00695	0,016	2603,17	0,006455
RDC	3561,28	4,08	0,01401	2620,5	0,00467	0,01361	2751,07	0,004318
S/SOL	4553,89	3,5	0,0004	2882,08	0,00018	0,0008	2962,69	0,000351

Tableau 8. récapitulatif de l'effet P-Δ

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VI.1 Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ❖ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- ❖ $G+Q$à l'ELS.
- ❖ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003.
- ❖ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003.

➤ Recommandations du RPA version 2003:

A)-Armatures longitudinales :(Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

1) Pourcentage total minimum:

$A_{min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (25 x 35) : $A_{min}=0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 35) : $A_{min}=0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres de chaînages (25 x 35) : $A_{min}=0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

Poutres palières (25 x 35) : $A_{min}=0.005(25 \times 35) = 4,38 \text{ cm}^2$

2)Pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

✓ Poutres principales (25 x 35) :

Zone courante : $A_{max}=0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

✓ Poutre secondaire(25x 35) :

Zone courante : $A_{max}=0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

✓ Poutres de chaînages et poutres palières (25 x 35) :

Zone courante : $A_{max}=0.04 \times (25 \times 35) = 35 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max}=0.06 \times (25 \times 35) = 52,5 \text{ cm}^2$

-La longueur de recouvrement est de : **50 Φ** (zone III).

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois.

B)-Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA / version 2003):

La quantité d'armatures minimales et données par : $A_{\min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t = \min (h/4 ; 12 \varnothing)$ —————> en zone nodale.

$S_t \leq h/2$ —————> en dehors de la zone nodale (courante).

\varnothing : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est 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.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1 .Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- Ast : La section d'armatures tendues.
- Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

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

Tableau VI.1 : caractéristique des situations des calculs

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

Calcul du moment réduit limite μ_l : $\gamma_b=1,15$

$$\left. \begin{aligned} \mu_l = 0.392 \\ \text{FeE400} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003.}$$

En comparaison entre la valeur de μ_l et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

❖ **1er cas** : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée(SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

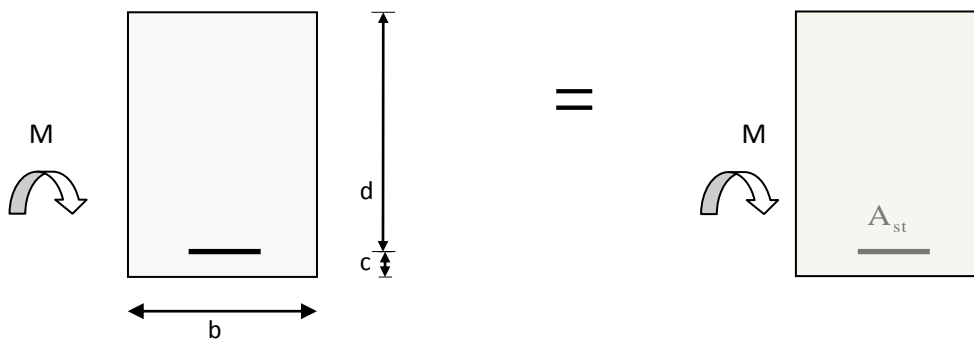


Fig VI.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

❖ **2ème cas** : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

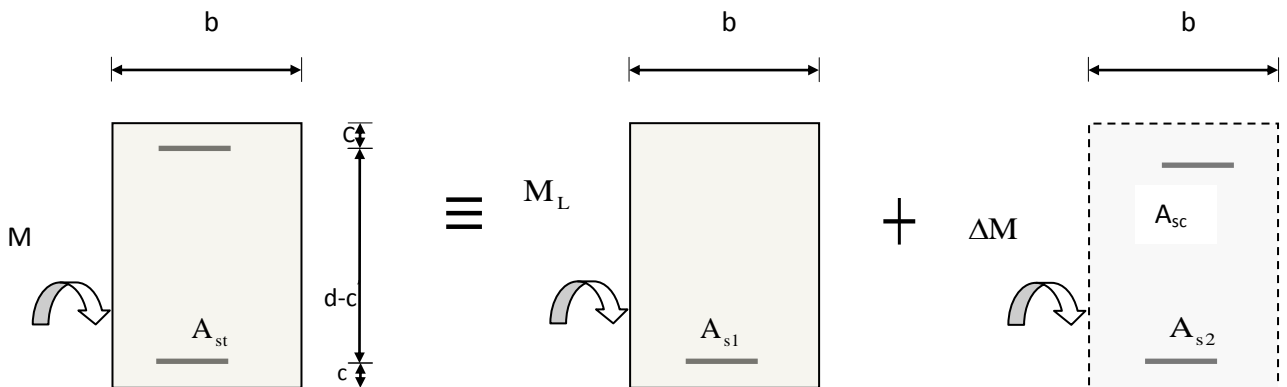


Fig VI.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4M_u$ (Art BAEL B.6.6. 1).

VI.2 .L e Ferrailage:

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

Les résultats des efforts internes des poutres pour toutes les combinaisons sont Donnés par le logiciel « **ETABS** » et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel« **SOCOTEC** ».

VI.2.1 .Exemple de calcule :(Poutre principale non adhéree aux voiles)**a) En travée**➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{28.369 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0,958$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.369 \times 10^3}{0.958 \times 32 \times 400} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14=4.62 cm²**

b) en appuis➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{92.758 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0.25 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow \beta = 0,871$$

➤ **Calcule la section**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{92.758 \times 10^3}{0,871 \times 32 \times 400} = 8.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 Fil+(4HA12)chap=9.14 cm²**

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A)-Poutres principales (25x35):

- Ferraillage de poutres principales non adhéres aux voiles :

Tableau VI.2 :Ferraillage des poutres principales non adhéres aux voiles

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	28.369	ELU	25	32	0,08	0,958	SSA	4,38	2,31	4.62	3HA14
Appuis	-92.758	G-Q-EX	25	32	0,25	0,871	SSA		8.31	9.14	3HA14 fil +(4HA12)chap

Conclusion :

Les poutres principales non adhéres aux voiles seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA14 filantes.**

Lit supérieur : **3HA14 filantes+ (4HA12) chapeaux.**

- Ferraillage de poutres principales adhéres aux voiles :

Tableau VI.3 : Ferraillage des poutres principales adhéres aux voiles

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	12.842	G+Q+EX	25	32	0,03	0,985	SSA	4,38	1.03	6.03	3HA16
Appuis	-187.301	G-Q-EX	25	32	0.478	0,605	SSA		19.38	20.1	3HA16 fil + (7HA16)chap

Conclusion :

Les poutres principales non adhéres aux voiles seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA16 filantes.**

Lit supérieur : **3HA16 filantes+ (7HA16) chapeaux.**

B)-Poutres secondaires (25x35):

- Ferraillage de poutres secondaires non adhéres aux voiles :

Tableau VI.3:Ferraillage des poutres secondaires non adhéres aux voiles

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	2.154	G+Q+EY	25	32	0,005	0,998	SSA	4,38	0.17	3.39	3HA12
Appuis	-72.128	G-Q-EX	25	32	0,19	0,894	SSA		6.18	6.78	3HA12 fil + (3HA12)chap

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA12 filantes.**

Lit supérieur : **3HA12 filantes+3HA12 chapeaux.**

- Ferraillage des poutressecondaires adhérees aux voiles :

Tableau VI.2. : Ferraillage des poutres secondairesadhérees aux voiles

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	35.908	G+Q+EY	25	32	0,09	0,953	SSA	4,38	2.95	6.03	3HA16
Appuis	-175.798	G-Q-EY	25	32	0,48	0,605	SDA		17.73	18.09	3HA16 fil (6HA16) chap

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA16 filantes.**

Lit supérieur : **3HA16 filantes+ (6HA16) chapeaux.**

C)-Poutres de chainages (25x35):

Tableau VI.4 :Ferraillage des poutres de chainages.

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	20.673	08G+EY	25	32	0,032	0,984	SSA	4,38	1,67	3.39	3HA12
Appuis	-27.988	G-Q-EY	25	32	0,076	0,960	SSA		2.28	3.39	3HA12

Conclusion :

Les poutres de chainages seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA12 filantes.**

Lit supérieur : **3HA12filantes.**

D)-Poutres palières (25x35):

Tableau VI.4 : récapitulatif du ferraillage des poutres palières.

	M_{max} KN.m	Comb	b cm	d cm	μ	$\beta(\text{tab})$	Obs	A_{min} cm^2	A_s cm^2	Adopté cm^2	Ferraillage
Travée	3.643	ELU	25	32	0,01	0,995	SSA	4,38	0,29	3.39	3HA12
Appuis	-58.749	G-Q-EX	25	32	0,164	0,910	SSA		4.96	5.65	3HA12 fil + (2HA12)chap

Conclusion :

Les poutres palières seront ferraillées comme suit :

Lit inferieur : **3HA12 filantes.**

Lit supérieur : **3HA12filantes + (2HA12) chap**

Remarque : au lieu de faire un linteau dans les poutres adhérees aux voiles, en a choisie de faire un ferraillage grand par rapport aux poutres non adhérees aux voiles.

VI.3 .Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1_BAEL91) :

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque Cas de poutre est donné par la formule suivante :

$$A_{\min}=0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens principale.}$$

$$A_{\min}=0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{sens secondaire.}$$

Poutre principale : $A_{ad} > A_{\min}$

Poutre secondaire : $A_{ad} > A_{\min}$

Poutre de chaînage : $A_{ad} > A_{\min}$

Poutre palière : $A_{ad} > A_{\min}$

A adopté \geq Amin \implies La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VI.4 .Vérification à l'ELU :**1- Justification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1,1) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égal :

$$\text{Donc soit à vérifier que : } \tau = \frac{T_U^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour la fissuration non préjudiciable})$$

✓ **Poutres principales:**

❖ **Poutres principales non adhésés aux voiles :** $T_U^{max} = 87.47 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{87.47 \times 10^3}{250 \times 320} = 1,09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Poutres principales adhésés aux voiles :** $T_U^{max} = 189.07 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{189.07 \times 10^3}{250 \times 320} = 2.36 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

❖ **Poutres secondaires non adhésés aux voiles :** $T_U^{max} = 58.65 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{58.65 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.73 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires adhéres aux voiles :** $T_U^{max} = 199.08 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{199.08 \times 10^3}{250 \times 320} = 2.48 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres de chainages:** $T_U^{max} = 14.91 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{14.91 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres palières :** $T_U^{max} = 32.51 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{32.51 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,40 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99}).$$

➤ **Poutres principales (25x35) :**

❖ **poutres principales non adhéres aux voiles :**

$$T_u^{max} = 87.47 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0,25 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

❖ **Poutres principales adhéres aux voiles :**

$$T_u^{max} = 189.07 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0,25 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

➤ **Poutres secondaires (25x35) :**

❖ **poutres secondaires non adhéres aux voiles :**

$$T_u^{max} = 85.79 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0,25 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

❖ **poutres secondaires adhéres aux voiles :**

$$T_u^{max} = 199.08 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0,25 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

➤ **Poutres de chainages (25x35) :**

$$T_u^{max} = 14.91 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

➤ **Poutres palières(25x35) :**

$$T_u^{max} = 32.82 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiées 99Art A5.1.32) :**

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un

effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

D'ou:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

➤ **Poutres principales (25x35):**

❖ **poutres principales non adhéres aux voiles :**

$$87.47 - \frac{92.758}{0.9 \times 0.32} = -234.60 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

❖ **poutres principales adhéres aux voiles :**

$$189.07 - \frac{187.301}{0.9 \times 0.32} = -461.28 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Poutres secondaire (25x35) :**

❖ **Poutres secondaires non adhéres aux voiles :**

$$58.65 - \frac{72.128}{0.9 \times 0.32} = -191.79 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

❖ **Poutres secondaires adhéres aux voiles :**

$$199.08 - \frac{175.798}{0.9 \times 0.32} = -411.32 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Poutres de chainages(25x35):**

$$14.91 - \frac{27.988}{0.9 \times 0.32} = -82.27 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Poutres palières (25x35) :**

$$32.51 - \frac{58.749}{0,9 \times 0,32} = -171.47 < 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

3-Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99

Art.A.6.1,3) :

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

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

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers HA. ΣU_i : Périmètre utile des barres.

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

➤ **Poutres principales (25x35):**

❖ **Poutres principales non adhérents aux voiles :**

$$3\text{HA}14 + 4\text{HA}12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,4 \times 3,14) + (4 \times 1,2 \times 3,14) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{87.47 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 282.6} = 1,07 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres principales adhérents aux voiles :**

$$10\text{HA}16 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (10 \times 1,6 \times 3,14) = 50.24 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{189.07 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 502.4} = 1,30 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres secondaires (25x35):**

❖ **Poutres secondaires non adhérents aux voiles :**

$$6\text{HA}12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (6 \times 1,2 \times 3,14) = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{58.65 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226} = 0.90 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires adhérents aux voiles :**

$$9\text{HA}16 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (9 \times 1,6 \times 3,14) = 45.216 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{199.08 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 452.16} = 1,5.3 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres de chainages (25x35):**

$$3HA12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1,2 \times 3,14) = 11,30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,91 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 0,458 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poutres palières (25x35):**

$$5HA12 \rightarrow \Sigma U_i = n\phi\pi = (5 \times 1,2 \times 3,14) = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,51 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 188,4} = 0,6 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

VI.5 .Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 \times f_{tj} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

La règle du **BAEL99 Art A6.1** admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Barres de 16: $\frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$ Soit $l_s = 60 \text{ cm.}$

Barres de 14: $\frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$ Soit $l_s = 50 \text{ cm.}$

Barres de 12 : $\frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$ Soit $l_s = 45 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

Pour les HA12 : $l_s = 18,00 \text{ cm.}$
 Pour les HA14 : $l_s = 20,00 \text{ cm.}$
 Pour les HA16 : $l_s = 24,00 \text{ cm}$

VI.6. Calcul des armatures transversales :

A-pour toutes les Poutres :

D'après le (**BAEL 91.art.A.7.2.12**) Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10,00\text{mm}, 12\text{mm}, 25\text{mm}) = 10,00\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_1 : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

B-Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA.99)

En zone nodale (appuis):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.0\right) = 8,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 8\text{ cm}$

En zone courante(travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{ cm}$$

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

C-Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Dans notre cas les Poutres sont identiques (25x35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

VI.7.Vérification à L'ELS :

A-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

B-Résistance du béton en compression :(Art. A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5: Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS.

	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	20.257	4.62	0,58	0,887	29.25	154.47	5.28	15	OK
Appuis	48	9.14	1,57	0,836	15.49	142.06	9.17	15	OK

Tableau VI.6: Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	2.609	6.03	0.75	0.875	25	15.45	0.61	15	OK
Appuis	48	20.1	1.90	0,826	13.74	85.19	6.20	15	OK

Tableau VI.7: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	1.298	3.39	0,42	0,901	35.50	13.28	0.37	15	OK
Appuis	37.462	6.78	0.84	0,869	23.17	198.69	8.57	15	NO

Tableau VI.8: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles à l'ELS.

	M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Travée	6.53	6.03	0,75	0,875	25,00	38.67	1.54	15	OK
Appuis	54.187	18.09	1.90	0,826	20,97	339,40	16,18	15	NO

Tableau VI.9: Vérification du ferraillage des poutres de chainages à l'ELS.

	M _s (KN m)	A _s (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Travée	8.538	3,39	0,424	0,900	35,00	120,25	3,44	15	OK
Appuis	7.677	3,39	0,424	0,900	35,00	111,53	3,19	15	OK

Tableau VI.10: Vérification du ferraillage des poutres palières à l'ELS.

	M _s (KN m)	A _s (cm)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
Travée	2.675	3,39	0,424	0,900	35,00	49,97	1,43	15	OK
Appuis	2.311	5.65	0,70	0,878	25.98	14.55	0.56	15	OK

C-Etat limite de déformation :(Article B.6.5-3 du BAEL 91)

La flèche développée au niveaux de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a 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 :

VI.8. Vérification de la flèche :

Pas dépasser la valeur limite « \bar{f} »,

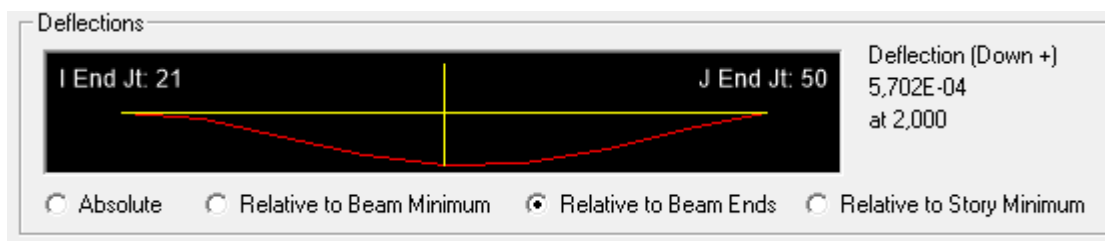
On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens : **BAEL99 (A.6.5.2)**

Sens (yy) : $\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm.}$

Sens (xx) : $\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm.}$

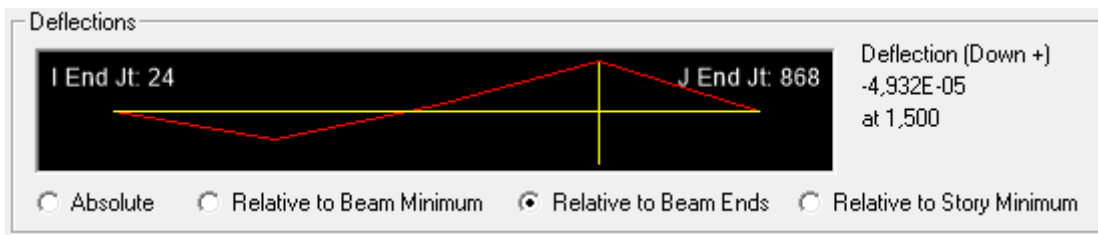
f: La valeur de la flèche est donnée par L’ETABS

- Sens des poutres principales :
- ✓ Poutres principales non adhérees aux voiles :



La flèche donnée par Etabs : $f=0.00057\text{cm} < 0,74 \text{ cm} \implies$ **Condition vérifiée.**

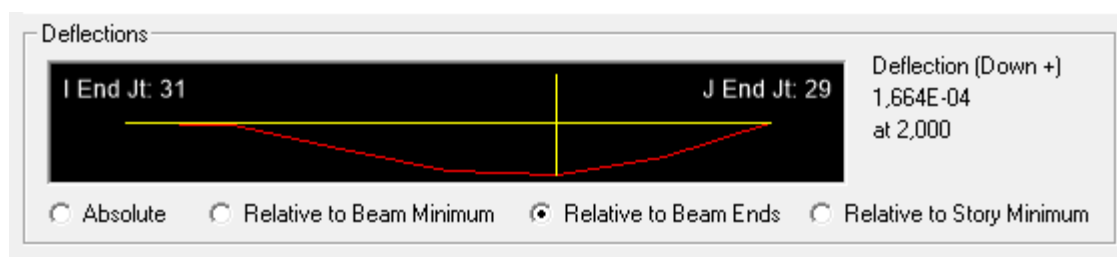
✓ Poutres principales adhérees aux voiles :



La flèche donnée par Etabs : $-0.0000493\text{cm} < 0,74\text{ cm}$ \implies **Condition vérifiée.**

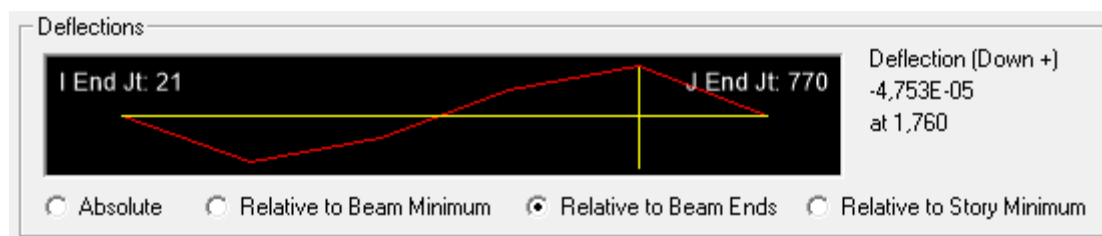
- Sens des poutres secondaires :

✓ Poutres secondaires non adhérees aux voiles :



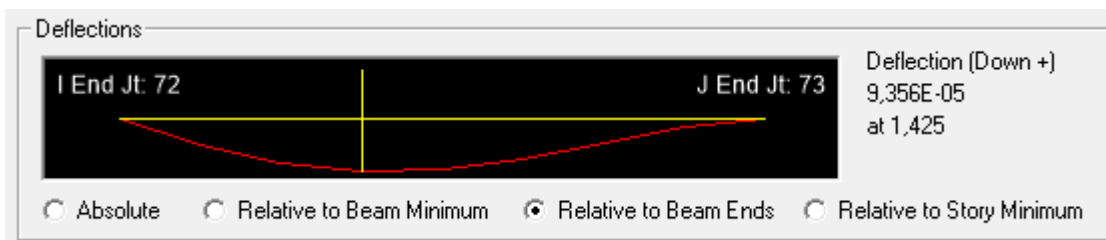
La flèche donnée par Etabs : $0.000166\text{ cm} < 0,74\text{ cm}$ \implies **Condition vérifiée.**

✓ Poutres secondaires adhérees aux voiles :



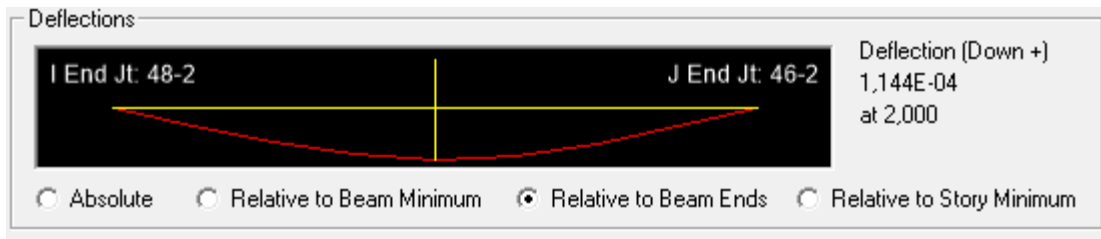
La flèche donnée par Etabs : $-0.0000475\text{ cm} < 0,74\text{ cm}$ \implies **Condition vérifiée.**

- Sens des poutres de chaînage :



La flèche donnée par Etabs : $0,0000935\text{ cm} < 0,74\text{ cm}$ \implies **Condition vérifiée.**

- Sens des poutres palières :



La flèche donnée par Etabs : 0,000114 cm < 0,74 cm \implies **Condition vérifiée.**

Résumé :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Récapitulatif de ferraillage des poutres

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courantes	Zone nodale
Poutres principales non adhérees aux voiles	3HA14	3HA14+4HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres principales adhérees aux voiles	3HA16	3HA16 +7HA16	Cadre +étrier HA8	Cadre+ étrier HA8
Poutres secondaires non adhérees aux voiles	3HA12	3HA12+3HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre +étrier HA8
Poutres secondaires adhérees aux voiles	3HA16	3HA16+6HA16	Cadre +étrier HA8	Cadre +étrier HA8
Poutres de chainages	3HA12	3HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre +étrier HA8
Poutres palières	3HA12	3HA12+2HA12	Cadre +étrier HA8	Cadre +étrier HA8

VI.2 Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal
 M_y : moment du poteau dans le sens transversal

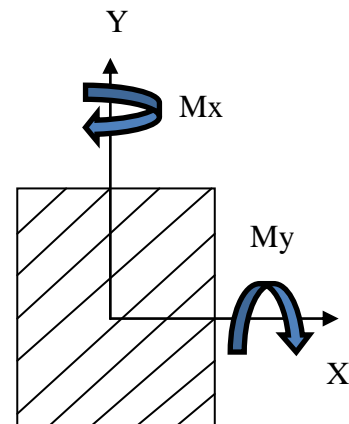


Figure VI-1 : les moments dans les poteaux.

➤ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{E L U} \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q \\ - \text{E L S} \dots\dots\dots G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

$$\left. \begin{array}{l} - G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \\ - 0,8G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003(Art 5.2)}$$

VI.2.1 Recommandation du RPA 2003

a- Armatures longitudinales :RPA 2003art(7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø (zone III)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser **20 cm en zone III**.

- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal sera de **0,9% en zone III**
- Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

Tableau VI.1.2 : sections minimale et maximale dans les poteaux.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.9\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% b \times h$
(40×40)	14.4	96	64
(35×35)	11.025	73.5	49
(30×30)	8.1	54	36

b-Armatures transversales:

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7.1)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ OU } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec :

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale: $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III.
- Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing)$ en zone III

\varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% & \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} & \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

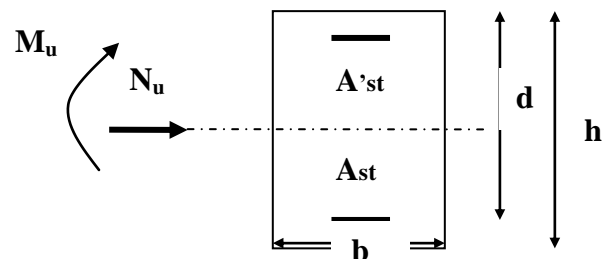
VI.2.2 Calcul du ferrailage à l'ELU

-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).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée:

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

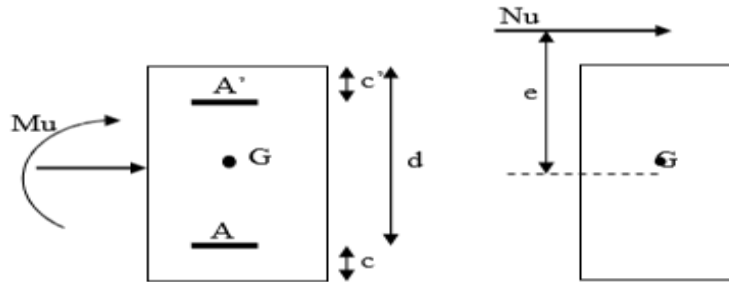


Fig. V.1-section partiellement comprimée (S.P.C)

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{sc} = 0$$

D'où la section réelle est :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} \quad \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{Nu}{\sigma_{st}} \quad \text{Effort de traction.}$$

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \left(\frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \right)$

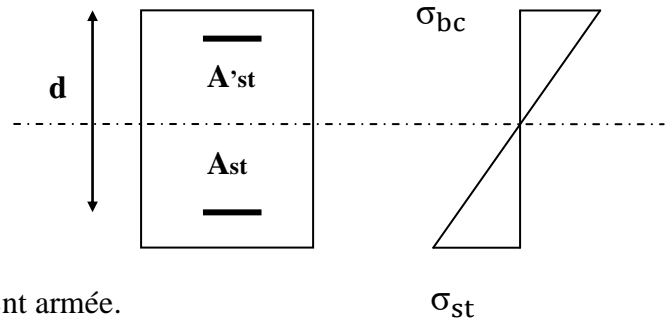
✓ Si $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

✓ Si la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

On calcul :

$$M_r = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_r - M_f$$



M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}; \quad A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

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

La section réelle d'armature est : $A'_{st} = A'$; $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u (d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

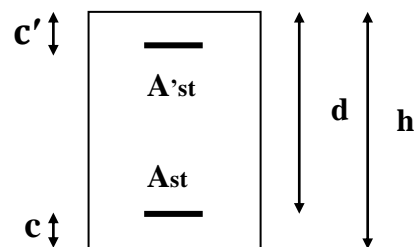
1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

✓ **Si:** $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$ $A'_{st} \neq 0 \implies ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \times \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100 \times \sigma_{st}} ; \quad A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N (d - c') - 100 \times M_u}{100 \times b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$



2^{ème} Cas: S.D.A (Section Doublement Armée) :

✓ **Si:** $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bc}$

Les sections d'armatures sont : $A'_{st} = \frac{M_u - (d - \frac{h}{2})b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}}$, $A_{st} = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$

- ✓ Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A_{st} = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.
 σ_{st} : Contrainte de l'acier

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

e_u : Le centre de pression ce trouve entre les armatures
 N_u : Effort de traction.

$$\begin{cases} A'_{st} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A'_{st} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

Exemple de calcul manuel :

Poteaux 40x40

$$N = 354.38 \text{ KN} \quad M = 27.709 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.078 < (\frac{h}{2} - c) = 0.17$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 27.709 + 354.38 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.03 \right) \Rightarrow M_f = 87.95 \text{ KN.m}$$

Vérification de la 1ère condition : $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

$$d = h - c = 0.4 - 0.03 \Rightarrow d = 0.37 \text{ m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 354.38 \times (0.37 - 0.03) - 87.95 = 32.54 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 251.056 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) Condition vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcul de A_{st}

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{87.95 \times 10^6}{400 \times (370)^2 \times 14.2} = 0.11$$

$$\mu_f = 0.11 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.942$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{87.95 \times 10^5}{0.942 \times 37 \times 348 \times 10^2} = 7.25 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 7.25 - \frac{354.38 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 7.25 - 10.20 = -2.95 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{min} = 14.4 \text{ cm}^2$

$$A_s = 8HA16 = 16.07 \text{ cm}^2$$

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

Niveau	Poteaux	Effort Normal (KN)		Moment (KN.m)		Situation	Nature	A_{inf} cm ²	A_{sup} cm ²	A_{min} cm ² _{RPA}	Ferrailage	A_{ad} cm ²
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{corr}							
1 ^{er} RDC et s/sol	40 x 40	N_{max}	354.38	M_{corr}	27.709	08G+EY	SET	6.47	2.39	14.4	8HA16	16.07
		N_{min}	-1444.94	M_{corr}	-1.344	GQ-EY	SEC	0	0			
		M_{max}	124.212	N_{corr}	-366.86	G+Q+EY	SSA	4.66	0			
2 ^{ème} ↔ 4 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	201.56	M_{corr}	50.259	0.8G+EY	SSA	6.65	0	11.025	4HA14+4HA16	14.19
		N_{min}	-942.55	M_{corr}	-2.687	GQ-EX	SEC	0	0			
		M_{max}	128.997	N_{corr}	-19.26	G+Q+EX	SSA	10.91	0			
5 ^{ème} ↔ 9 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	45.11	M_{corr}	61.074	0.8G+EX	SSA	6.64	0	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		N_{min}	-501.35	M_{corr}	1.854	ELU	SEC	0	0			
		M_{max}	91.822	N_{corr}	-35.21	G+Q+EX	SSA	9.2	0			

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau :

- **Zone I** : Sous-sol, RDC et 1^{er} étage poteaux (40 × 40)
- **Zone II** : 2^{eme} et 4^{eme} étage poteaux (35 × 35)
- **Zone III** : Du 5^{eme} au 9^{eme} étage poteaux (30 × 30)

VI.2.4 Vérifications à l'ELU***Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :***

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

a. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_L^{max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\emptyset = 8 \text{ mm}$. Soit $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone III) :

$$S_t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\phi) \text{ en zone III}$$

$$S_t \leq \text{Min}(30/2, 30/2, 10 \times 12)$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 12\text{cm}$$

En zone nodale (pour zone III) :

$$S_t \leq 10\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

c. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.3\%St \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{min} = 0.8\%St \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

Tableau VI.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation
				Zone courante $St=12 \text{ cm}$	Zone nodale $St=10 \text{ cm}$		
40x40	350	245	6.125	1,44	1,2	2.01	Condition vérifiée
40x40	408	285.6	7.14	1,44	1,2	2.01	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6.12	1,26	1.05	2.01	Condition vérifiée
30x30	306	214,2	7.14	1.08	0.9	2.01	Condition vérifiée

1) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1RPA 99/V2003}).$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

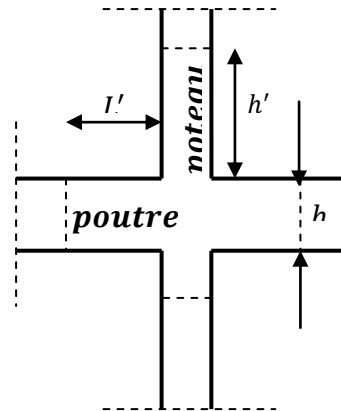


Figure VI.1.4 : Délimitation de la zone nodale.

TAB VI-6 : Détermination de la zone nodale.

	H	h'
Poteau 40x40	3.50	$h' = \text{Max} \left(\frac{350-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteau 40x40	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 62.20\text{cm}$
Poteau 35x35	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{m}$
Poteau 30x30	3,06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 30; 30; 60 \right) = 60\text{m}$

2) *Longueur minimale de recouvrement :*

La longueur minimale des recouvrements est de : **50Ø en zone III.**

- ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 50 \times 1,6 = 80\text{cm}$.
- ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 50 \times 1,4 = 70\text{cm}$.
- ✓ Poteaux (30 x 30) : $l_r = 50 \times 1,2 = 60\text{ cm}$.

Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835\text{ MPa}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{ MPa}$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence

- Pour les ϕ_{16} : $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour l’encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm}$.
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$.

3) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

TAB VI-7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Poteau (cm ²)	h_e (m)	$b=h$ (mm)	$\lambda_g \geq 5$	d (mm)	$T_u \times 10^3 \text{ N}$	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
40x40	3.50	400	6.125	375	15.38	0,10	1.87	Condition vérifiée
40x40	4.08	400	7.14	375	15.38	0,10	1,87	Condition vérifiée
35x35	3.06	350	6.12	325	11.47	0,10	1,87	Condition vérifiée
30x30	3.06	300	7.14	275	11.76	0,14	1.87	Condition vérifiée

Vérifications à l’ELS :

a. Vérification des contraintes à l’ELS :

La vérification d’une section en béton armé à l’ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s (min) correspondante recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone III.

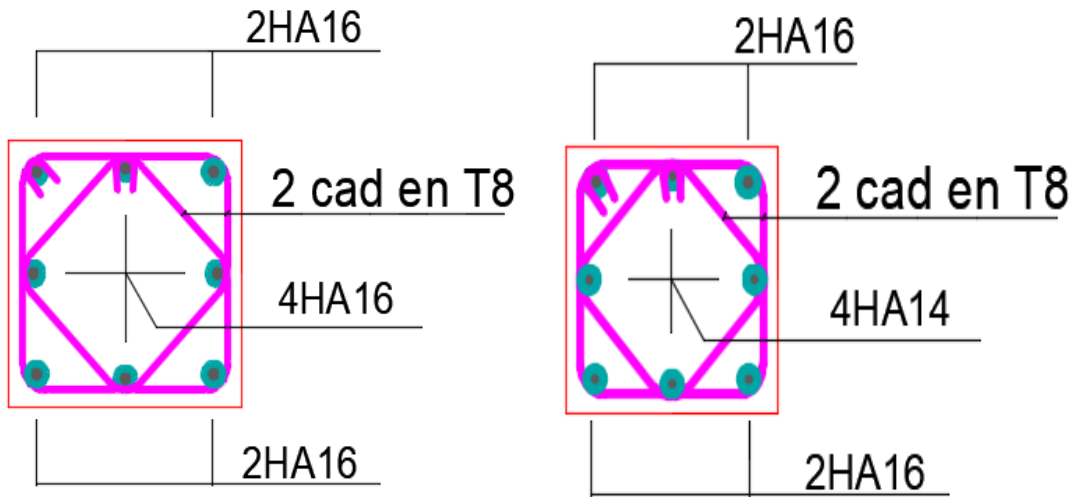
Tableau VI.8 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Niveau	Poteaux	N_s Effort Normal (KN)		M_s Moment (KN.m)		$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{\text{ad}}$	σ_{acier}^s	σ_{acier}^i	$\sigma_{\text{acier}}^{\text{ad}}$	Observation
		N_{max}	N_{min}	M_{corr}	M_{corr}							
s/sol, RDC et 1 ^{er}	40 x 40	N_{max}	-24.03	M_{corr}	0.667	0.18	0.08	15	2.61	1.36	348	Condition vérifiée
		N_{min}	-1038.94	M_{corr}	-0.218	5.71	5.74	15	85.6	86	348	Condition vérifiée
		M_{max}	25.894	N_{corr}	-50.49	2.94	0	15	34.4	-75.8	348	Condition vérifiée
2 ^{ème} ⇒ 4 ^{ème}	35 x 35	N_{max}	-167.73	M_{corr}	-0.661	1.13	1.28	15	17.2	19	348	Condition vérifiée
		N_{min}	-665.42	M_{corr}	1.31	4.93	4.64	15	73.6	70	348	Condition vérifiée
		M_{max}	20.052	N_{corr}	304.77	4.17	0	15	57	4.49	348	Condition vérifiée
5 ^{ème} ⇒ 9 ^{ème}	30 x 30	N_{max}	0.51	M_{corr}	-5.932	0	1.59	15	-60.8	14.5	348	Condition vérifiée
		N_{min}	-364.72	M_{corr}	1.376	3.81	3.33	15	56.5	50.6	348	Condition vérifiée
		M_{max}	24.731	N_{corr}	-79.31	7.13	0	15	76.9	-163.1	348	Condition vérifiée

Tableau VI.1.9 : Ferraillage final des poteaux.

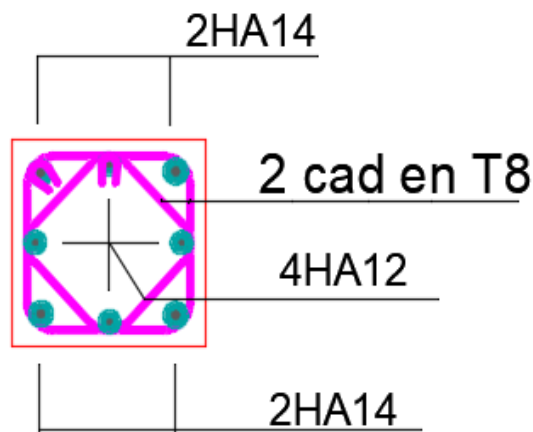
	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	5, 6, 7, 8, 9 ^{ème}	30×30	4HA14+4HA12 =10.67	4HA8
Zone II	2, 3, 4 ^{ème}	35×35	4HA16+4HA14= 14,19	
Zone III	S/sol, RDC, 1 ^{ère}	40×40	8HA16 = 16,07	

Ferraillage des poteaux :



Ferraillage des poteaux (40x40)

Ferraillage des poteaux (35x35)



Ferraillage des poteaux (30x30)

VI.3 Ferrailage des voiles

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 sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

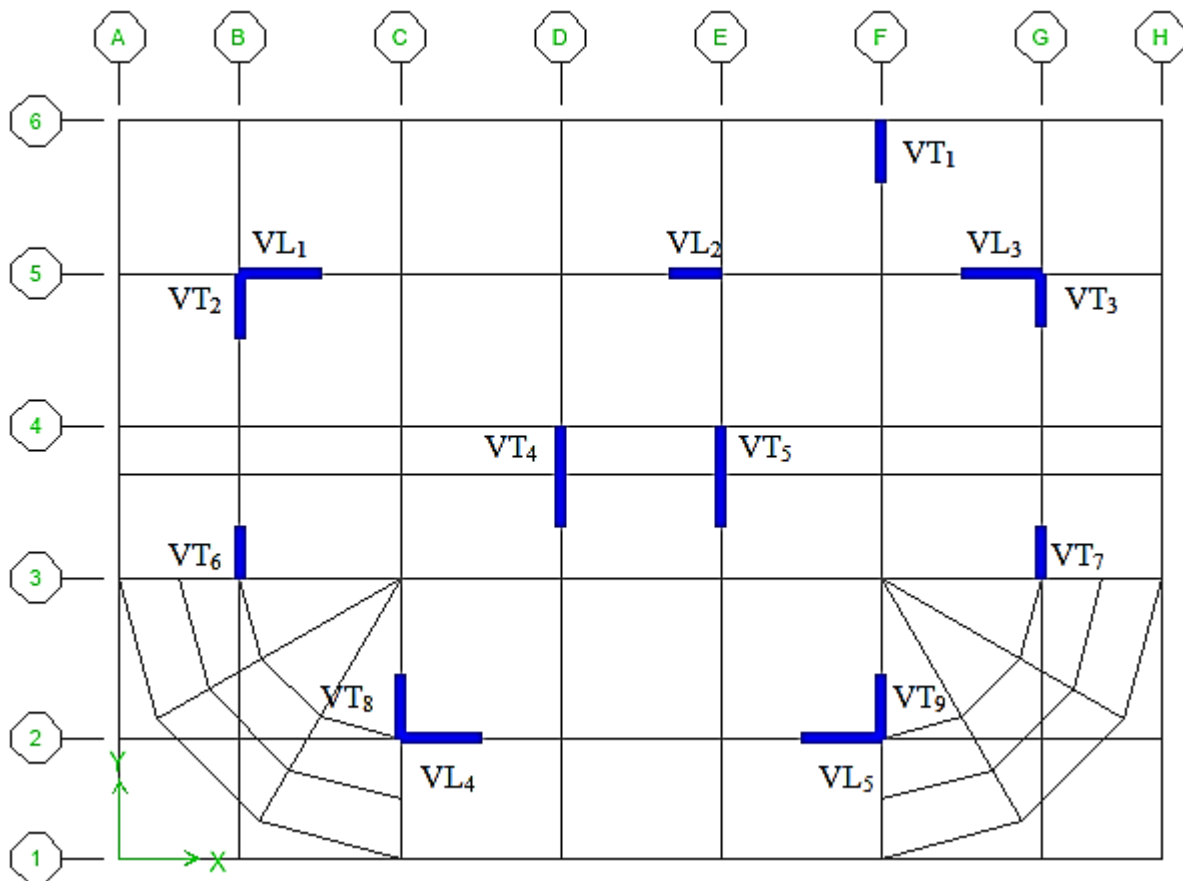


Figure VI.3.1 : La numérotation des voiles dans l'ETABS

VI.3.2 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I : S/Sol, RDC et 1^{ère} étage.

-Zone II : 2^{ème} au 4^{ème} étage.

-Zone III : 5^{ème} au 9^{ème} étage.

VI.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

a-Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : $B = L \cdot e$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile
 N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{min} - \sigma_{max}} \times L_{voile}$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

b-Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{max} \times e_{voile}}{2}$$

c-Armatures verticales: (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0,20%** de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

d-Armatures horizontales: (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce qu'elle serve de cadres aux armatures verticales.

Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0,15\% B$	Globalement dans la section du voile	}	Art 7.7.4.3 RPA99
$A_H \geq 0,10\% B$	En zone courante		
- /Version 2003.**

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

e-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/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f- 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

i-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec : $e = 25\text{cm}$: épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min \{37.5; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

g-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖ $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

k-Diamètre maximal :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé $1/10$ de l'épaisseur du voile.

L-Pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.

- 0,10% en zone couran

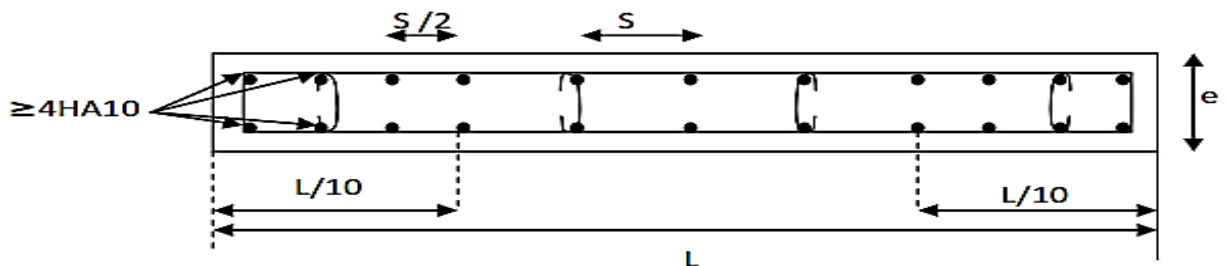


Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.4 Vérification à L'ELS

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{vadp}}$$

Avec :

$N_{t\max}$: effort normal max appliqué

B : section de béton

A_{vadp} : section d'armatures adoptée

2- Contrainte de cisaillement :

✓ *D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{L \times e \times 0,9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ *D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).*

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0,9}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ Mpa}$$

VI.3.5 Exemple de calcul de voile:

1- Caractéristiques géométriques :

Zone I: VL₁ Zone I

$$L = 2,00 \text{ m} , \quad e = 0,25 \text{ m} , \quad B = 0,5 \text{ m}^2 , \quad I = 0,166 \text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 1 \text{ m.}$$

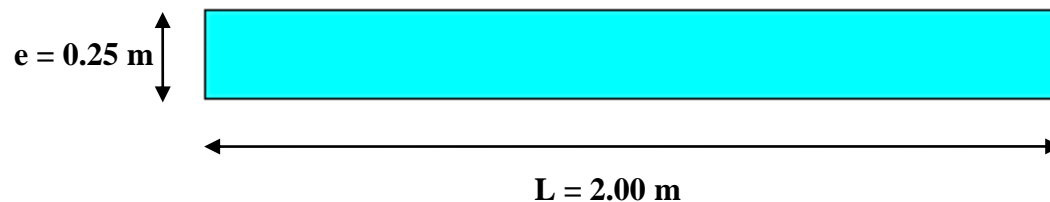


Figure VI.3.6 : Coupe du voile longitudinale.

2- Sollicitation de calcul :

$$N_{\max} = 925.1 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 139.871 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 188.36 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 1200.37 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 2292.738 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 668.67 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 970.286 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{corr}} = -129.13 \text{ KN} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 306.29 \text{ KN.m}$$

1^{er} cas : $N = N_{\min} = 925.1 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{925.1}{0.5} + \frac{139.871 \times 1}{0.166} = 2692.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{925.1}{0.5} - \frac{139.871 \times 1}{0.166} = 1007.6 \text{ KN/m}^2$$

2^{eme} cas : $N = N_{\max} = 1200.37 \text{ KN}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1200.37}{0.5} + \frac{2292.738 \times 1}{0.166} = 16212.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{1200.37}{0.5} - \frac{2292.738 \times 1}{0.166} = -13571.60 \text{ KN/m}^2$$

3^{eme} cas : $M = M_{\max} = 970.286 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-129.13}{0.5} + \frac{970.286 \times 1}{0.166} = 5586.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{-129.13}{0.5} - \frac{970.286 \times 1}{0.166} = -6103.35 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de L_t :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\max} /}{/\sigma_{\min} / + \sigma_{\max} /} = \frac{2 \times /5586.83 /}{/ -6103.35 / + /5586.83 /} = 0.955 \text{ m}$$

4- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2} = \frac{0.955 \times 5586.83 \times 0.25}{2} = 666.92 \text{ KN}$$

5-Calcul des armatures verticales :

$$A_{v/LT} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{666.92}{40} = 16.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj/LT} = 1.1 \frac{1.4 \times V_u}{\sigma_s} * \frac{LT}{L} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 306.29}{40} * \frac{0.955}{2} = 5.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{T/LT} = A_{v/LT} + A_{vj/LT} = 16.67 + 5.63 = 22.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{T/nappe/LT} = A_{\frac{T}{LT}}/2 = 22.3/2 = \mathbf{11.15 \text{ cm}^2}$$

$$A_{T/nappe/ml} = A_{\frac{T}{nappe}}/LT/ml = 11.15/0.955 = \mathbf{11.67 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\frac{\min}{nappe}}/ml \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)/2/L_{voile}$$

$$= \max\left(\frac{2.1 \times 200 \times 25}{400}; 0.002 \times 200 \times 25\right) / 2/2$$

$$A_{\frac{\min}{nappe}}/ml \geq \max(6.5625; 2.5) = \mathbf{6.5625 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max\left(A_{T/nappe/ml}; A_{\frac{\min}{nappe}}/ml\right) = \mathbf{11.67 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures :

Tableau VI.3.6 : Ferrillage adopté pour le voile longitudinal V_{L1} .

	Ferrillage adoptée	Section total	Espacement
$A_{v\text{adp}}/ml$	4HA16+10HA14	23.43	$S_t = 8 \text{ cm}$

6-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** : $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{23.43}{4} = 5.85 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow A_h = 5.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 = 7.92 cm²/ml avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

7- 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 [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m²**.

8-Vérification à l'ELS

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = 0 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au cisaillement :

➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 306.29}{2 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{306.29}{2 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour la fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivant :

VL1, VL3, VL4, VL5

		Solicitation de calcul												
		ep (voile)	B (surface)	I (inertie)	V=V'	L (voile)	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt
Zone I	S/SOL	0,25	0,5	0,166666667	1	2	925,1	139,871	188,36	08GEY MAX	2689,426	1010,974	2	672,3565
	RDC	0,25	0,5	0,166666667	1	2	1200,37	2292,738	668,67	08GEX MAX	16157,168	-11355,688	1,174517687	2372,109949
	1 ^{ere} étage	0,25	0,5	0,166666667	1	2	-129,13	970,286	306,29	GQEX MAX	5563,456	-6079,976	0,955638509	664,5815998
Zone II	2 ^{eme} étage	0,25	0,5	0,166666667	1	2	-2138,32	61,908	152,57	GQEY MIN	-3905,192	-4648,088	0	0
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	0,25	0,5	0,166666667	1	2	-930,39	605,143	343,58	GQEX MIN	1770,078	-5491,638	0,487509564	107,8662442
		0,25	0,5	0,166666667	1	2	-758,98	434,715	269,024	GQEX MIN	1090,33	-4126,25	0,418024836	56,97312746
Zone III	5 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	0,25	0,5	0,166666667	1	2	277,65	395,718	143,68	08GEX MAX	2929,608	-1819,008	1,233878671	451,8476033
		0,25	0,5	0,166666667	1	2	-1017,17	387,189	247,48	GQEX MIN	288,794	-4357,474	0,124312244	4,487578764
		0,25	0,5	0,166666667	1	2	-887,38	425,593	199,4	GQEX MIN	778,798	-4328,318	0,304985436	29,69025595

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
Av/LT	Avj/LT	AT/(LT)	AT (nappe) /LT	AT (nappe) /ml	A _{min} (nappe) /ml	As	As	A adp/ml	As adp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$			
														τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
16,80	7,25	24,06	12,03	6,01	6,56	6,56	6,56	4 HA20 + 10 HA16	32,66	7 HA 14	10,77										
59,30	15,11	74,42	37,21	31,68	6,56	31,68	31,68	4 HA20 + 10 HA16	32,66	7 HA 14	10,77	4 ep HA 8	8	15	0,92	Condition vérifiée	0,68	Condition vérifiée	1.21	Condition vérifiée	
16,61	5,63	22,24	11,12	11,64	6,56	11,64	11,64	4 HA16 + 10 HA14	23,43	7 HA 12	7,92										
0	5,87	5,87	2,93	1,46	6,56	6,56	6,56	4 HA14 + 10 HA12	17,46	7 HA 12	7,92										
2,69	3,22	5,92	2,96	6,07	6,56	6,56	6,56	14 HA12	15,83	7 HA10	5,49	4 ep HA 8	8	15	0,83	Condition vérifiée	0,59	Condition vérifiée	0	Condition vérifiée	
1,42	2,16	3,58	1,79	4,29	6,56	6,56															
11,29	3,41	14,70	7,35	5,96	6,56	6,56	6,56	14 HA 12	12,44	7 HA 10	5,49	4 ep HA 8	8	15	0,78	Condition vérifiée	0,54	Condition vérifiée	0.87	Condition vérifiée	
0,11	0,59	0,70	0,35	2,83	6,56	6,56															
0,74	1,17	1,91	0,95	3,13	6,56	6,56															

VL₂

		Sollicitation de calcul												
		<i>ep (voile)</i>	<i>B (surface)</i>	<i>I (inertie)</i>	<i>V=V'</i>	<i>L (voile)</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}	<i>Lt</i>	<i>Nt</i>
Zone I	<i>S/SOL</i>	0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	1800	26,944	48,8	GQEX MAX	5921,098	5155,824	1,3	962,178
	<i>RDC</i>	0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-1377,86	829,876	206	GQEX MIN	7545,652	-160,24,790	0,416	392,535
	<i>1^{ère} étage</i>	0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-1224,33	267,135	72	GQEX MIN	26,463	-7560,802	0,004	0,014
Zone II	<i>2^{ème} étage au 4^{ème} étage</i>	0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-378,58	58,559	36,28	08GEY MAX	-333,254	-1996,468	0	0
		0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-1450,63	34,794	20,99	ELU	-3969,36	-4957,592	0	0
		0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-1091,41	353,576	138,81	GQEX MIN	1663,013	-8379,382	0,215	44,751
Zone III	<i>5^{ème} au 8^{ème} étage</i>	0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-60,28	69,834	32,76	08GEY MAX	806,248	-1177,202	0,528	53,256
		0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-841,67	26,988	17,12	ELU	-2206,492	-2973,015	0	0
		0,25	0,325	0,0457	0,65	1,3	-425,16	211,838	77,51	GQEX MAX	1700,165	-4316,534	0,367	78,068

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions					
<i>Av/LT</i>	<i>Avj/LT</i>	<i>AT/(LT)</i>	<i>AT (nappe) /LT</i>	<i>A_T (nappe) /ml</i>	<i>A_{min} (nappe) /ml</i>	<i>As</i>	<i>As</i>	<i>A adp/ml</i>	<i>As adp</i>	<i>Ah cm²</i>		<i>At / ml</i>	<i>nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	
															<i>τ_b</i>	<i>Observation</i>	<i>τ_u</i>	<i>Observation</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>Observation</i>
24,05	1,87	25,93	12,96	9,97	6,5625	9,97	14,84	6 HA 14 + 5 HA 12	14,88	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,98	Condition vérifiée	0,70	Condition vérifiée	2,77	Condition vérifiée
9,81	2,53	12,353	6,17	14,84	6,5625	14,84														
0,0003	0,009	0,01	0,005	1,10	6,5625	6,5625	6,5625	11 HA 12	12,44											
0	1,39	1,39	0,69	0,53	6,5625	6,5625	6,5625	11 HA 12	12,44	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,66	Condition vérifiée	0,47	Condition vérifiée	0,13	Condition vérifiée
0	0,92	0,92	0,46	0,35	6,5625	6,5625														
1,12	0,88	2,00	1,00	4,65	6,5625	6,5625														
1,33	0,51	1,84	0,92	1,74	6,5625	6,5625	6,5625	11 HA 12	12,44	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,37	Condition vérifiée	0,26	Condition vérifiée	0,22	Condition vérifiée
0	0,75	0,75	0,37	0,29	6,5625	6,5625														
1,95	0,84	2,79	1,39	3,80	6,5625	6,5625														

VT3, VT6, VT7

		Sollicitation de calcul												
		ep (voile)	B (surface)	I (inertie)	V=V'	L (voile)	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt
Zone I	S/SOL	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	1447,98	103,801	103,55	08GEX MAX	5929,420118	2981,226036	1,3	963,5307692
	au	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-2565,48	102,015	105,54	GQEX MIN	-6445,050888	-9342,518343	0	0
	1 ^{ere} étage	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-1037,17	633,473	152,31	GQEX MAX	5804,773964	-12187,35858	0,419416994	304,3276061
Zone II	2 ^{eme}	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	735,39	69,434	118,93	08GEX MAX	3248,783432	1276,693491	1,3	527,9273077
	au	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-1623,13	73,441	113,34	GQEX MIN	-3951,297041	-6037,195266	0	0
	4 ^{eme} étage	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-879,78	369,998	169,45	GQEX MAX	2547,394083	-7961,424852	0,315126974	100,3440735
Zone III	5 ^{eme}	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	205,95	150,217	85,75	08GEY MAX	2766,951479	-1499,566864	0,843084837	291,5968547
	au	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-768,71	17,508	16,46	ELU	-2116,627219	-2613,895858	0	0
	9 ^{eme} étage	0,25	0,325	0,045770833	0,65	1,3	-542,41	263,675	117,69	GQEX MIN	2075,543195	-5413,450888	0,360289529	93,47456014

Armatures verticales							Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement	Vérification des constructions									
Av/LT	Avj/LT	AT/(LT)	AT (nappe) /LT	AT (nappe) /ml	A _{min} (nappe) /ml	As	As	A adp/ml	As adp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Observation			
Av/LT	Avj/LT	AT/(LT)	AT (nappe) /LT	AT (nappe) /ml	A _{min} (nappe) /ml	As	As	A adp/ml	As adp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation	
24,08	3,98	28,07	14,03	10,79	6,5625	10,79														
0	4,06	4,06	2,03	1,56	6,5625	6,5625														
7,60	1,89	9,50	4,75	11,32	6,5625	11,32	11,32	11 HA 12	12,44	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,729005128	Condition vérifiée	0,520717949	Condition vérifiée	2,80373267	Condition vérifiée
13,19	4,57	17,77	8,88	6,83	6,5625	6,83														
0	4,36	4,36	2,18	1,67	6,5625	6,5625														
2,50	1,58	4,09	2,04	6,48	6,5625	6,5625	6,8373	11 HA 12	12,44	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,811042735	Condition vérifiée	0,579316239	Condition vérifiée	1,536190734	Condition vérifiée
7,28	2,14	9,43	4,71	5,59	6,5625	6,5625														
0	0,72	0,72	0,36	0,28	6,5625	6,5625														
2,33	1,25	3,59	1,79	4,98	6,5625	6,5625	6,5625	11 HA 12	12,44	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	0,563302564	Condition vérifiée	0,402358974	Condition vérifiée	0,848503913	Condition vérifiée

VT1

		Solicitation de calcul												
		<i>ep</i> (voile)	<i>B</i> (surface)	<i>I</i> (inertie)	<i>V=V'</i>	<i>L</i> (voile)	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>Vu</i>	<i>COMB</i>	σ_{max}	σ_{min}	<i>Lt</i>	<i>Nt</i>
Zone I	S/SOL et RDC	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-829,3	563,05	68,05	GQEY MIN	3794,4	-8217,333333	0,473836693	224,7407435
		0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-354,32	1136,31	256,52	GQEY MAX	11175,78667	-13065,49333	0,69153444	966,0551724
Zone II	1 ^{ère} étage	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-22,36	198,699	31,39	08GEY MAX	2059,829333	-2179,082667	0,728900246	187,6762635
	2 ^{ème} étage	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-28,42	110,536	114,49	08GEY MAX	1103,264	-1254,837333	0,701791724	96,78269307
	au 4 ^{ème} étage	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-1184,13	377,536	119,97	GQEY MIN	869,3706667	-7184,730667	0,161912043	17,59519758
Zone III	5 ^{ème} étage	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-17,33	120,173	18,97	08GEY MAX	1235,632	-1328,058667	0,722960856	111,6641961
	au 9 ^{ème} étage	0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-642,54	147,276	88,01	GQEY MIN	-142,496	-3284,384	0	0
		0,25	0,375	0,0703125	0,75	1,5	-140,44	201,668	59,45	GQEY MAX	1776,618667	-2525,632	0,619426483	137,5605816

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions						
<i>Av/LT</i>	<i>Avj/LT</i>	<i>AT/(LT)</i>	<i>AT</i> (nappe) /LT	<i>A_T</i> (nappe) /ml	<i>A_{min}</i> (nappe) /ml	<i>As</i>	<i>As</i>	<i>A adp/ml</i>	<i>As adp</i>	<i>A_h cm²</i>		<i>At / ml</i>	<i>nodale</i>	<i>Courante</i>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
															<i>τ_b</i>	<i>Observation</i>	<i>τ_u</i>	<i>Observation</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>Observation</i>	
5,61	0,82	6,44	3,22	6,80	6,5625	6,80	20,75	11HA16	22,11	5 HA 12		5,65	4 ep HA 8	10	15	0,13	Condition vérifiée	0,09	Condition vérifiée	0,45	Condition vérifiée
24,15	4,55	28,70	14,35	20,75	6,5625	20,75															
4,69	0,58	5,27	2,63	3,62	6,5625	6,5625	6,56	11HA14	16,93												
2,41	2,06	4,48	2,24	3,19	6,5625	6,5625	6,56	11 HA 12	12,44	5 HA 10		3,92	4 ep HA 8	10	15	0,49	Condition vérifiée	0,35	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée
0,43	0,49	0,93	0,46	2,89	6,5625	6,5625															
0,43	0,49	0,93	0,46	2,89	6,5625	6,5625															
2,79	0,35	3,14	1,57	2,17	6,5625	6,5625	6,56	11 HA 12	12,44	5 HA 10		3,92	4 ep HA 8	10	15	0,36	Condition vérifiée	0,26	Condition vérifiée	0,34	Condition vérifiée
0	3,388	3,38	1,69	1,12	6,5625	6,5625															
3,43	0,94	4,38	2,19	3,53	6,5625	6,5625															

VT4_VT5

		Sollicitation de calcul												
		ep (voile)	B (surface)	I (inertie)	V=V'	L (voile)	N	M	Vu	COMB	σ_{max}	σ_{min}	Lt	Nt
Zone I	S/SOL	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-533,71	865,981	248,44	08GEY MAX	2471,43104	-4179,30304	0,929006862	286,9970495
	au	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-2830,46	42,274	44,6	ELU	-4366,40384	-4691,06816	0	0
	1 ^{ere} étage	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-2521,14	2781,086	458,41	GQEY MIN	6645,54624	-14713,19424	0,777848563	646,1535745
Zone II	2 ^{eme}	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-493,51	559,401	214,47	08GEY MAX	1358,48384	-2937,71584	0,790514839	134,2377043
	au	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-2030,48	122,007	32,48	ELU	-2780,26112	-3717,27488	0	0
	4 ^{eme} étage	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-1886,93	1387,121	365,17	GQEY MIN	2307,45664	-8345,63264	0,541499414	156,1858022
Zone III	5 ^{eme}	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-8,05	58,219	21,46	08GEY MAX	210,68096	-236,44096	1,177983848	31,022346
	au	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-1237,69	89,655	33,22	ELU	-1636,0288	-2324,5792	0	0
	9 ^{eme} étage	0,25	0,625	0,325520833	1,25	2,5	-719,1	673,844	187,87	GQEY MIN	1437,00096	-3738,12096	0,694187008	124,6934246

Armatures verticales										Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions					
Av/LT	Avj/LT	AT/(LT)	AT (nappe) /LT	AT (nappe) /ml	A _{min} (nappe) /ml	As	As	A adp/ml	As adp	Ah cm ²	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$			
														τ_b	Observation	τ_u	Observation	σ_{bc}	Observation		
7,17	3,55	10,72	5,36	5,77	6,5625	6,5625	13,91	11 HA 14	16,93	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	15	1,14	Condition vérifiée	0,81	Condition vérifiée	0,99	Condition vérifiée	
0	1,97	1,97	0,98	0,39	6,5625	6,5625															
16,15	5,49	21,64	10,82	13,91	6,5625	13,91															
3,35	2,61	5,96	2,98	3,77	6,5625	6,5625	6,56	11 HA 12	12,44	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,90	Condition vérifiée	0,64	Condition vérifiée	0,24	Condition vérifiée	
0	1,43	1,43	0,71	0,28	6,5625	6,5625															
3,90	3,04	6,94	3,47	6,41	6,5625	6,5625															
0,77	0,38	1,16	0,58	0,49	6,5625	6,5625	6,56	11 HA 12	12,44	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	15	0,46	Condition vérifiée	0,33	Condition vérifiée	0,19	Condition vérifiée	
0	1,47	1,47	0,73	0,29	6,5625	6,5625															
3,11	2,00	5,12	2,56	3,69	6,5625	6,5625															

Partie I : Etudes de voiles périphérique

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter la totalité des poussés

Des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.1 Pré dimensionnement de voiles périphérique:

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les Caractéristiques minimales suivantes:

- Épaisseur ≥ 15 cm. (**Art 10.1.2**).
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens

(Horizontal et vertical)

On optera pour notre cas une épaisseur de 25cm.

La hauteur du voile périphérique = 3,5 m.

VII.2 Détermination des sollicitations :

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un Voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastree sur 4 cotés dont les charges Qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos} \quad K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement interne.

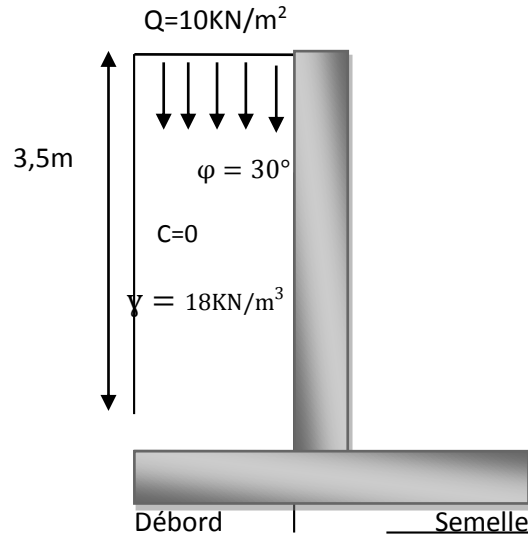


Figure VII.1 : Schéma statique de voiles périphérique.

VII.3 Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion : $C = 0$
- Contrainte du sol : $\sigma = 2,0 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Théorème de Rankine est applicable).

VII.4 Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \text{avec} \quad 0 < h < 3,5 \text{ m}$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 0 + 1,5 \times 10) = 8,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pour } H=3,5 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,58 (1,35 \times 18 \times 3,5 + 1,5 \times 10) = 58,03 \text{ kN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \cdot h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0,58 (18 \times 0 + 10) = 5,80 \text{ KN/m}^2$$

$$H=3,5 \rightarrow \sigma_{h2} = 0,58 (18 \times 3,5 + 10) = 42,34 \text{ KN/m}^2$$

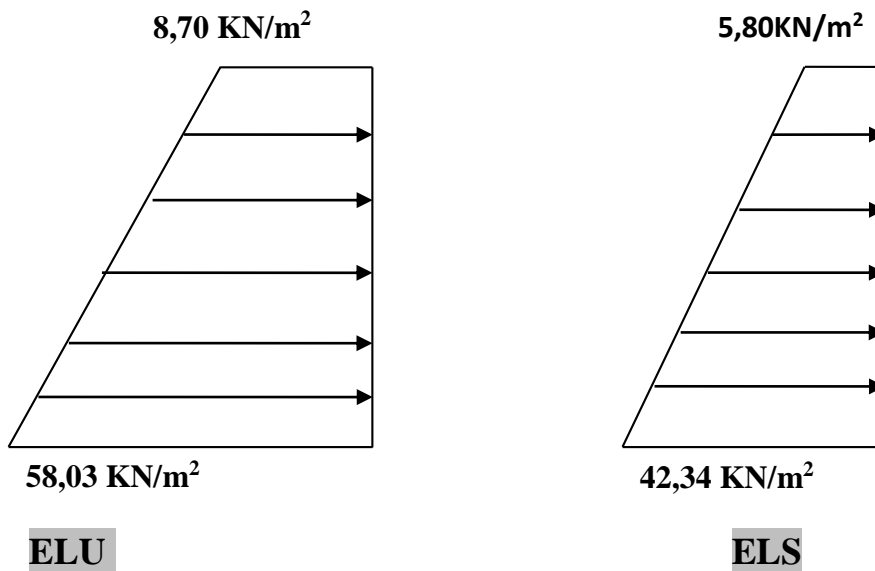
VII.4.1 Diagramme des contraintes :

Figure VII.2: Diagramme des contraintes à l'ELU et a l'ELS

VII.4.2 Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{A l'ELU: } q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 58,03 + 8,70}{4} \times 1 = 45,70 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 42,34 + 5,80}{4} \times 1 = 33,20 \text{ KN/m}$$

VII.5 Ferrailage de voiles périphérique:

VII.5.1 Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

VII.5.2 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée $0,75M_x$ et $0,75M_y$.
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands coté :

$$- 0,3 \text{ (appuis de rive)} \quad , \quad - 0,5 \text{ (autres appuis).}$$

VII.5.3 Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$L_x = 3,50\text{m} \quad ; \quad L_y = 4,00\text{m}$$

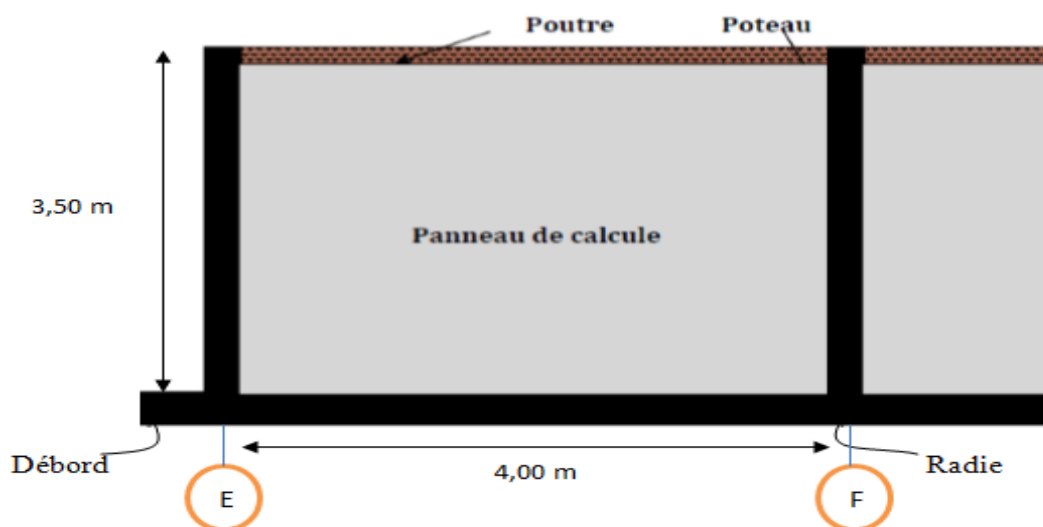



Figure VII.3 : Panneau a calculée

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,00} = 0,88$$

$0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0,88 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0478 \times 45,70 \times (3,50)^2 = 26,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,740 \times 26,76 = 19,80 \text{ KN.m}$$

4,00 m

VII.5.4 Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times 26,76 = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 26,76 = 20,07 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times 19,80 = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 19,80 = 14,85 \text{ KN.m}$$

VII.6 Ferrailage

- Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

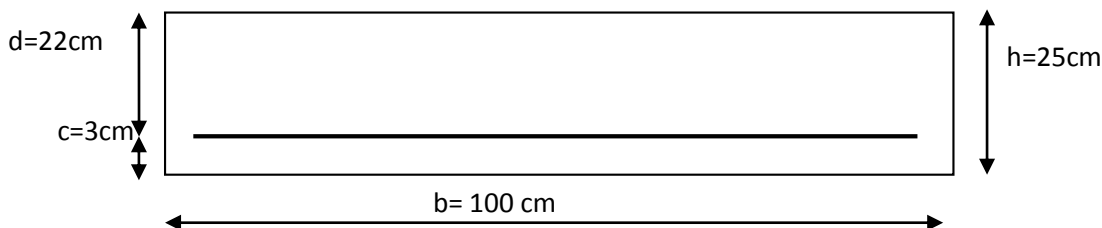


Figure VII.4 : Schéma statique du ferrailage de voiles périphérique

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

❖ **Le tableau suivant résume les résultats de ferrailage à l'ELU:**

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{doptée}	A _{doptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	13,38	0,020	0,990	1,76	2,66	6HA12/ml	6,78	17
	Travée	20,07	0,030	0,985	2,66	2,66	6HA12/ml	6,78	17
Y-Y	Appuis	9,90	0,014	0,993	1,30	2,66	6HA12/ml	6,78	17
	Travée	14,85	0,022	0,989	1,96	2,66	6HA12/ml	6,78	17

Tableau VII.1 : Ferrailage en travées et aux appuis à l'ELU.

- **Les armatures transversales :**

Travée:

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8/ml = 2.01 cm²

Appuis :

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA 8/ml = 2.01 cm²

VII.6.1 Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8 (4HA8=2.01cm²)

VII.6.2 vérification à l'ELU

a- Espacements des armatures :

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

Armatures principales

$$\text{Sens(X-X)} : St < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$\text{Sens(Y-Y)} : St < \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$\text{SensXX} : \frac{b}{4} = \frac{100}{6} = 17\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{SensYY} : \frac{b}{4} = \frac{100}{6} = 17\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b-Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A \text{ adopté} > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ adopté} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{Longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 1.2\text{cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 Ls » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21) => pour $\phi 12$: La=18 cm .

VII.7. Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,88 \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x = 0,0549 \times 33,20 \times (3,50)^2 = 22,33 \text{ KN m}$
 $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,818 \times 22,33 = 18,27 \text{ KN m}$

a- Correction des moments :

➤ Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times 22,33 = 11,17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 22,33 = 16,75 \text{ KN.m}$$

➤ Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times 18,27 = 9,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 18,27 = 13,70 \text{ KN.m}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Le voiles périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds

Lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les

Armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour

Lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_{st} \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ **Dans le béton**

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} = \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad k = \frac{1}{K_1}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	6,78	11,17	0,308	0,913	42,47	82,02	201.63	1,93	15	CV
	Travée	6,78	16,75	0,308	0,913	42,47	123,00	201.63	2,90	15	CV
Y-Y	Appuis	6,78	9,14	0,308	0,913	42,47	67,12	201.63	1,58	15	CV
	Travée	6,78	13,70	0,308	0,913	42,47	100,60	201.63	2,37	15	CV

❖ **Résultats:**

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 25cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

➤ **Sens x-x :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17cm**.

➤ **Sens y-y :**

-En travée : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.

-Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **17 cm**.

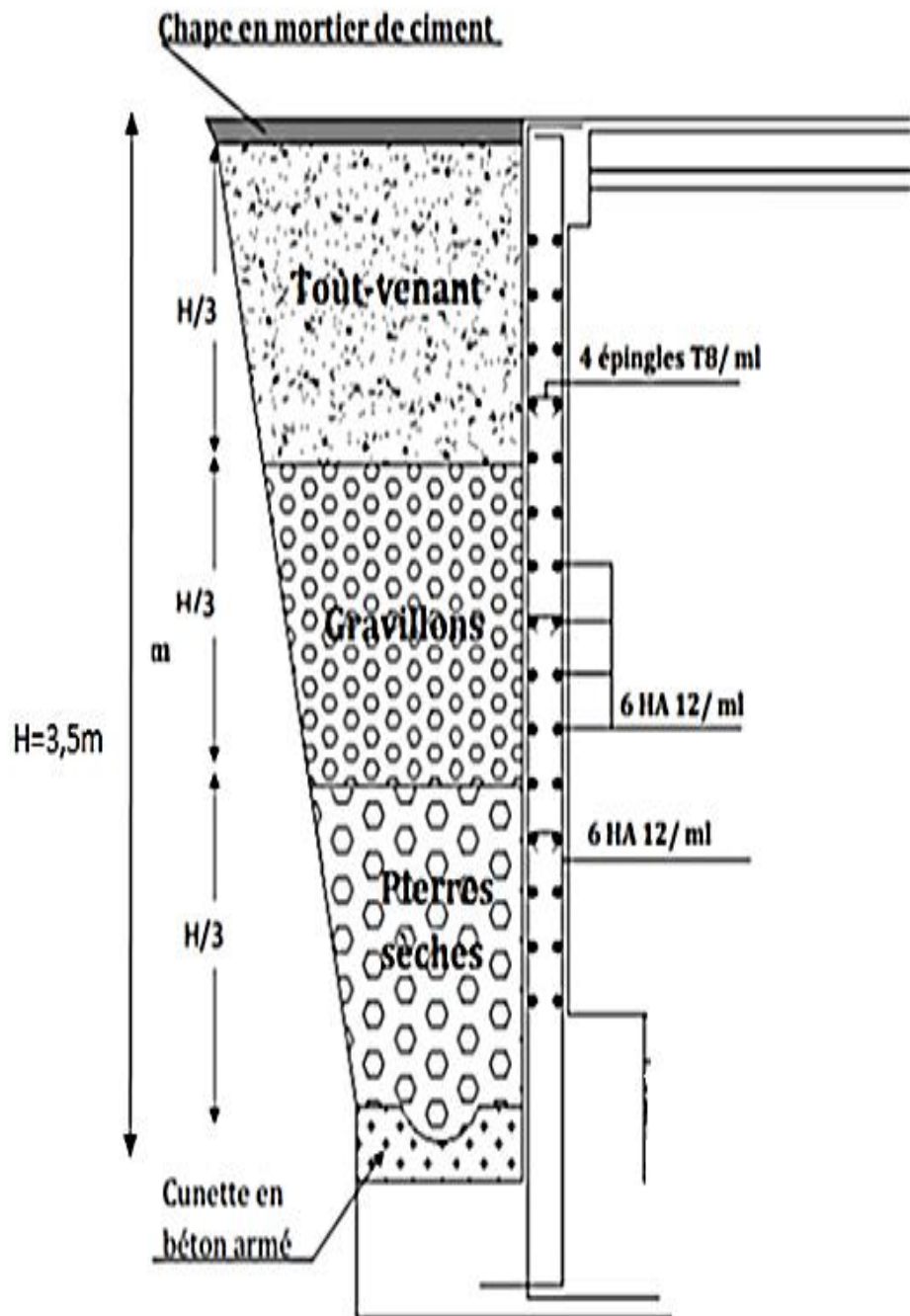


Figure VII.5 : Ferrailage de voiles périphérique.

Partie II: Etude des fondations.

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.1. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;

- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;
On optera pour des fondations superficielles ;

b) Dimensionnement des semelles continues :

1. Semelles filantes :

1.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m^2)
VL1	215,16	2	0,54	1,08
VL2	164,94	1,3	0,63	0,82
VL3	294,45	2	0,74	1,48
VL4	371,5	2	0,93	1,86
VL5	371,21	2	0,93	1,86
Mur plaque	353,38	4,0	0,44	1,76
				$\Sigma=8,86$

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	273,81	1,5	0,91	1,37
VT2	215,16	1,6	0,67	1,08
VT3	241,62	1,3	0,93	1,21
VT4	519,01	2,5	1,04	2,60
VT5	520,36	2,5	1,04	2,60
VT6	321,87	1,3	1,24	1,61
VT7	320,55	1,3	1,24	1,61
VT8	336,06	1,6	1,05	1,68
VT9	337,92	1,6	1,06	1,70
Mur plaque	261,16	3,80	0,34	1,31
				Σ=16,77

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S_v = 8,86 + 16,77 = 25,63 m².**

1.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

1) Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Poteaux	N _i (kn)	e _i (m)	N _i x e _i (kn.m)	M _i (kn.m)
1	107,70	9,29	1000,53	-0,246
2	337,92	5,49	1855,18	-0,208
3	880,61	1,69	1488,23	-1,05
4	1037,96	-2,11	-2190,09	-0,061
5	659,42	-6,11	-4029,06	1,326
6	273,81	-9,11	-2494,41	4,634
	R=ΣNi=3297,42		Σ = -4369,62	Σ = 4,395

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4369,62 + (4,395)}{3297,42} = -1,32 \text{ m}$$

On a :

$$e = -1,32 < \frac{L}{6} = \frac{18,80}{6} = 3,13 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

\Rightarrow Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3297,42}{18,80} \left(1 + \frac{6 \times (-1,32)}{18,80}\right) = 101,51 \text{ KN/ml}$$

$$q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3297,42}{18,80} \left(1 - \frac{6 \times (-1,32)}{18,80}\right) = 249,28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3297,42}{18,80} \left(1 + \frac{3 \times (-1,32)}{18,80}\right) = 138,45 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{138,45}{200} = 0,69 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 1,00 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1,00 \times 18,80 = 18,80 \text{ m}^2$

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $\sum S_t = 25,63 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = 179,29 \text{ m}^2$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 179,29 + 25,63 = 204,92 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 395 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{tot}}}{S_{\text{structure}}^{\text{tot}}} = \frac{204,92}{395} = 0,519$$

La surface des semelles représente 51,9 % de la surface totale.

$$\Rightarrow S_t > 50 \% S_{st}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, donc il serait plus intéressant d'orienter vers un radier général.

VII.2. Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale:**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} > 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire:❖ **Sous voiles:**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale

$$L_{\max} = 3,60\text{m} \implies \frac{3,60}{8} \leq h \leq \frac{3,60}{5} \implies 0,45 \leq h \leq 0,72$$

On prend: $h = 60\text{ cm}$

❖ **Sous poteaux:****-La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{360}{20} = 18\text{ cm}$$

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

- La nervure:

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{360}{10} = 36,0\text{ cm}$$

Soit : $h_n = 50\text{ cm}$

c) Condition de la longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique;

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{ MPa}$ pour un sol moyen; I:

L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E: Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'o\grave{u}: h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3,60}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,67 \text{ m} = 67 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 80 \text{ cm}$

La largeur de la nervure:

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56$$

On prend : $b_n = 45 \text{ cm}$

❖ **Conclusion:**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VII.2.2. Détermination des efforts:

Charge permanente $G_{\text{bat}} = 29622,22 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 6653,72 \text{ KN}$.

🚦 **Combinaison d'actions:**

$$\text{ELU: } N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 29622,22) + (1,5 \times 6653,72) = 49970,58 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 29622,22 + 6653,72 = 36275,94 \text{ KN}$$

VIII-3-3-3) Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{49970,58}{1,33 \times 200} = 187,86 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{36275,94}{200} = 181,38 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 187,86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 395,00 \text{ m}^2 > \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 187,86 \text{ m}^2$$

❖ **Remarque:**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{70}{2}; 30\text{cm} \right) = 35 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 35 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = L_{\text{déb}} \times L_{\text{périmètre}}$$

$$\text{Avec : } L_{\text{périmètre}} = 82,52 \text{ m}$$

$$S_{\text{débord}} = 0,35 \times 82,52 = 28,90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 395,00 + 28,88 = 423,90 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{\text{Radier}} = 423,90 \text{ m}^2$

VII.2.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**Charges permanentes:**➤ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 423,90 \times 0,25 \times 25 = 2649,40 \text{ KN}$$

Poids de la nervure:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,4 \times (0,80 - 0,25) \times [167,54 + 103,20] \times 25 = 1489,07 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = (167,54 + 103,20) \times 0,4 = 108,29 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (423,90 - 108,29) \times (0,80 - 0,25) \times 17 = 2950,95 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (423,90 - 108,29) \times 0,1 \times 25 = 789,03 \text{ KN}$$

Poids de radier:

$$G_{\text{radier}} = 2649,40 + 1489,07 + 2950,95 + 789,03 = 7878,45 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bâtiment}} = 6653,72 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Surcharge du radier : $Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 423,90 = 2119,50 \text{ KN}$.

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 6653,72 + 2119,50 = 8773,22 \text{ KN}$.

Poids total de la structure :

$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bâtiment}} = 7878,45 + 29622,22 = 37500,72 \text{ KN}$

$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bâtiment}} = 2119,50 + 6653,72 = 8773,22 \text{ KN}$

VII.2.4. Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1,35(37500,72) + 1,5(8773,22) = 63785,80 \text{ KN}.$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 37500,72 + 8773,22 = 46273,94 \text{ KN}.$$

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{63785,80}{1,33 \times 200} = 239,80 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{46273,94}{200} = 231,37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 187,86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 395,00 \text{ m}^2 > \max(S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}}; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 239,80 \text{ m}^2$$

Vérifications :

A) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } \gamma_b = 1,5$$

Avec: $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9 h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$.

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{Radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{63785,80 \times 1 \times 3,60}{423,90 \times 2} = 270,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{270,85 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,72 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,66 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 10564 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 25460 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dus aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

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 :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 5815,869 \text{ KN.m.}$$

$$T_{ox} = 288,11 \text{ KN.}$$

$$M_x = 5815,869 + 288,11 \times 0,8 = 6046,357 \text{ KN. m.}$$

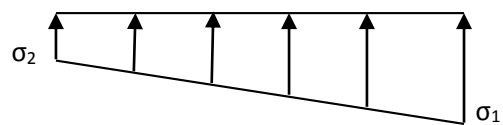


Fig. VII.1. Diagramme des contraintes

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

Moy = 6118,478 KN.m.

Toy = 296,17 KN.

My = 6118,478 + 296,17 x 0,8 = 6355,414 KN.m

- **Sens longitudinal**

AP'ELU: Mx = 6046,357 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{63785,80}{423,90} + \left(\frac{6046,357}{25460} \times 13,723 \right) = 153,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{63785,80}{423,90} - \left(\frac{6046,357}{25460} \times 13,723 \right) = 147,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 153,73 + 147,21}{4} = 152,10 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 152,10 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

AP'ELS: Mx = 6046,357 KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{46273,94}{423,90} + \left(\frac{6046,357}{25460} \times 13,723 \right) = 112,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{46273,94}{423,90} - \left(\frac{6046,357}{25460} \times 13,723 \right) = 105,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 112,42 + 105,90}{4} = 110,79 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 110,79 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

- **Sens transversal:**

AP'ELU: My = 6355,414 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{63785,80}{423,90} + \left(\frac{6355,414}{10564} \times 8,658 \right) = 155,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{63785,80}{423,90} - \left(\frac{6355,414}{10564} \times 8,658 \right) = 145,26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 155,68 + 145,26}{4} = 153,07 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 153,07 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

A l'ELS: $M_y = 6325,797 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{46273,94}{423,90} + \left(\frac{6325,797}{10564} \times 8,658 \right) = 114,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{46273,94}{423,90} - \left(\frac{6325,797}{10564} \times 8,658 \right) = 103,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 114,37 + 103,95}{4} = 111,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 111,77 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

\Longrightarrow *Toutes les contraintes sont vérifiées.*

VII.3. Ferrailage du radier

1) Ferrailage de la dalle:

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, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 153,07 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 111,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(153,07 - \frac{7878,45}{423,90} \right) \times 1 \text{ ml} = 134,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(111,77 - \frac{7878,45}{423,90} \right) \times 1 \text{ ml} = 93,17 \text{ KN/ml}$$

Pour déterminer les efforts on utilise logiciel ETABS

Sens x-x : à l'ELU

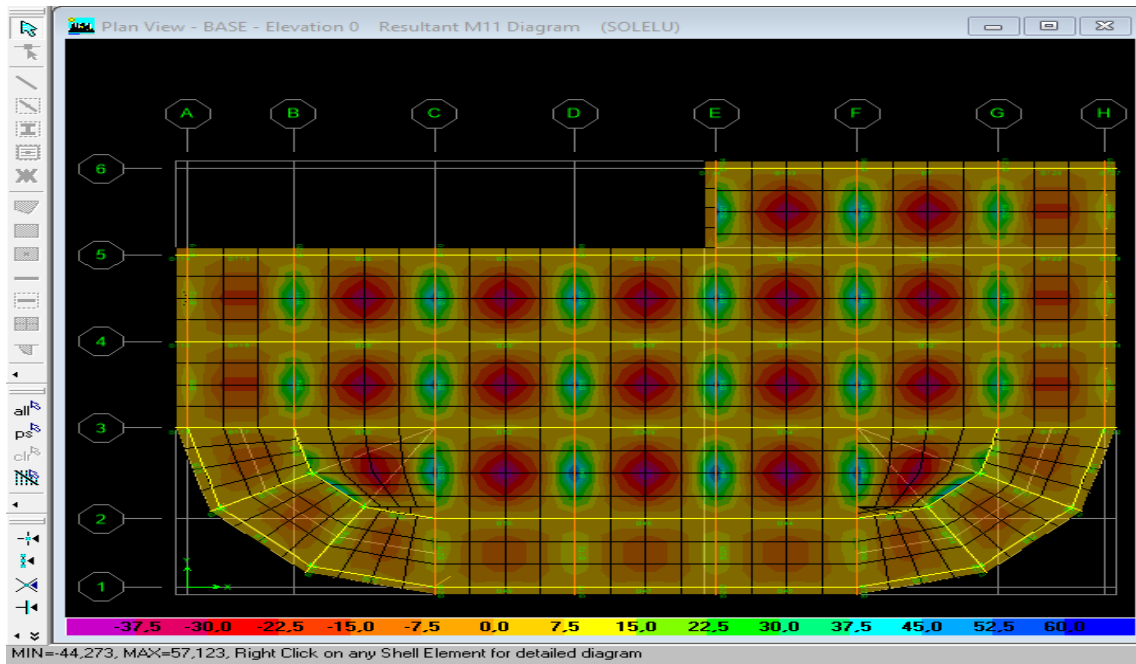


Figure VII.2: moment fléchissant à l'ELU

à L'ELS:

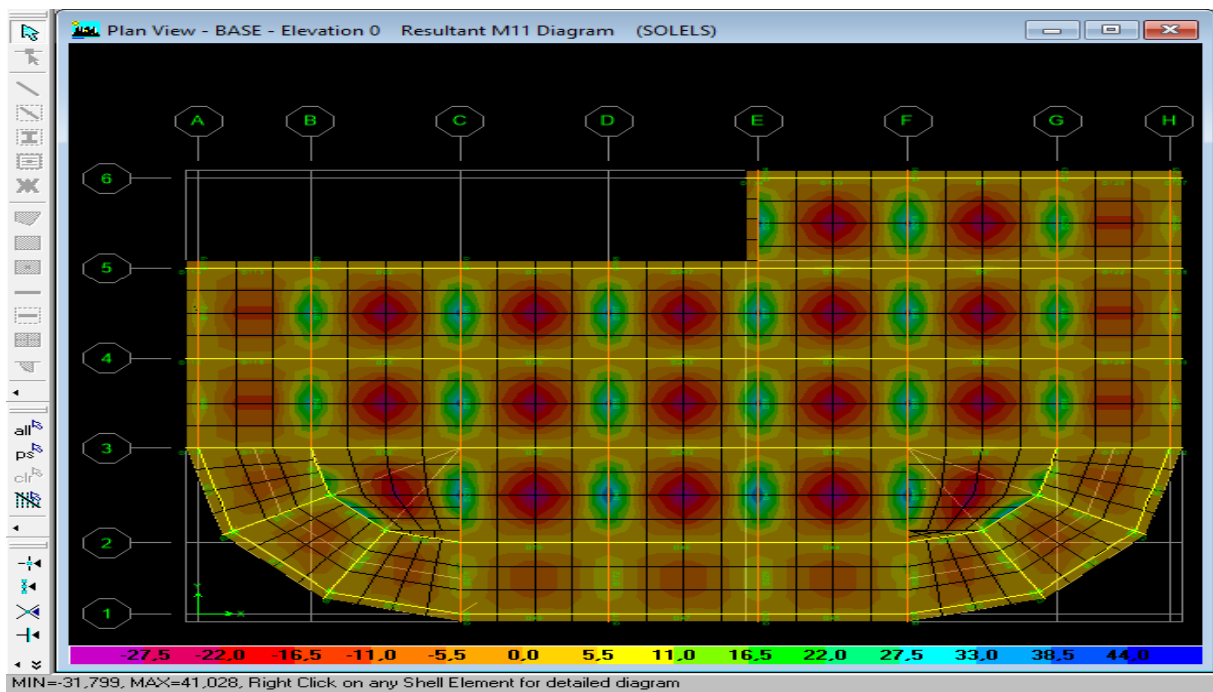


Figure VII.3: moment fléchissant à l'ELS

Sens y-y: à l'ELU

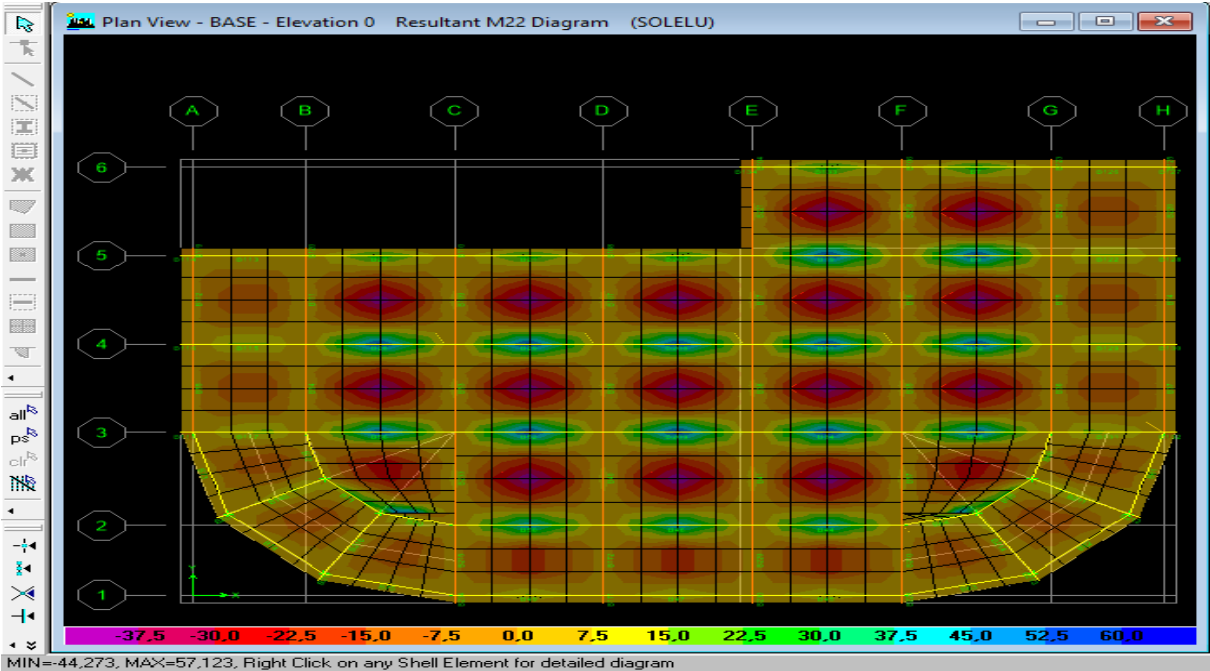


Figure VII.4: moment fléchissant à l'ELU

à l'ELS:

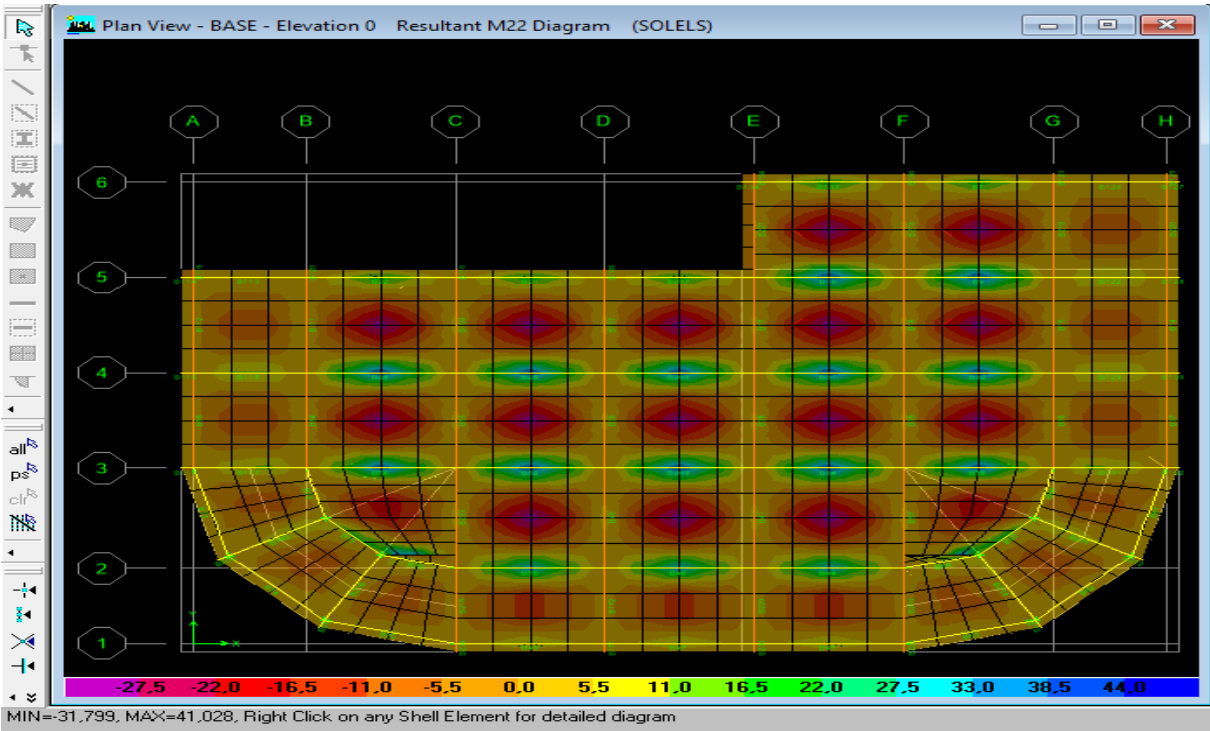


Figure VII.5: moment fléchissant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.4 : Récapitulatif des moments

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	Mut = 44,273	Mut = 44,273
	Mst = 31,799	Mst = 31,799
Moments Appuis (KN.m)	Mut = 57,123	Mut = 57,123
	Mst = 41,028	Mst = 41,028

Ferraillage suivant x-x :

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,123 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{57,123 \times 10^2}{0,956 \times 22 \times 34,8} = 7,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44,273 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{44,273 \times 10^2}{0,967 \times 22 \times 34,8} = 5,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Ferraillage suivant y-y :

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,123 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{57,123 \times 10^2}{0,956 \times 22 \times 34,8} = 7,80 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44,273 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44,273 \times 10^2}{0,967 \times 22 \times 34,8} = 5,98 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

Tableau VII.5 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	57,123	0,084	0,956	7,80	6HA14	9,23	15
	En travée	44,273	0,064	0,967	5,98	6HA14	9,23	15
transversale y-y	Aux appuis	57,123	0,084	0,956	7,80	6HA14	9,23	15
	En travée	44,273	0,064	0,967	5,98	6HA14	9,23	15

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels ($h = 25 \text{ cm}$) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens X-X :

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

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens Y-Y:

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

2.1. Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

2.2. Vérification à l'ELS :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec α : Position de l'axe neutre.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x:

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{57,123}{41,028} = 1,39$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- En travée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44,273}{31,799} = 1,39$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y:

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{57,123}{41,028} = 1,39$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- En travée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44,273}{31,799} = 1,39$$

$$\mu = 0,084 \rightarrow \alpha = 0,1099$$

$$\alpha = 0,1099 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VII.4. Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel « ETABS »,

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees

$h = 80 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4,00 \text{ m} ; \quad L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,00} = 1$$

$0,4 < r \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

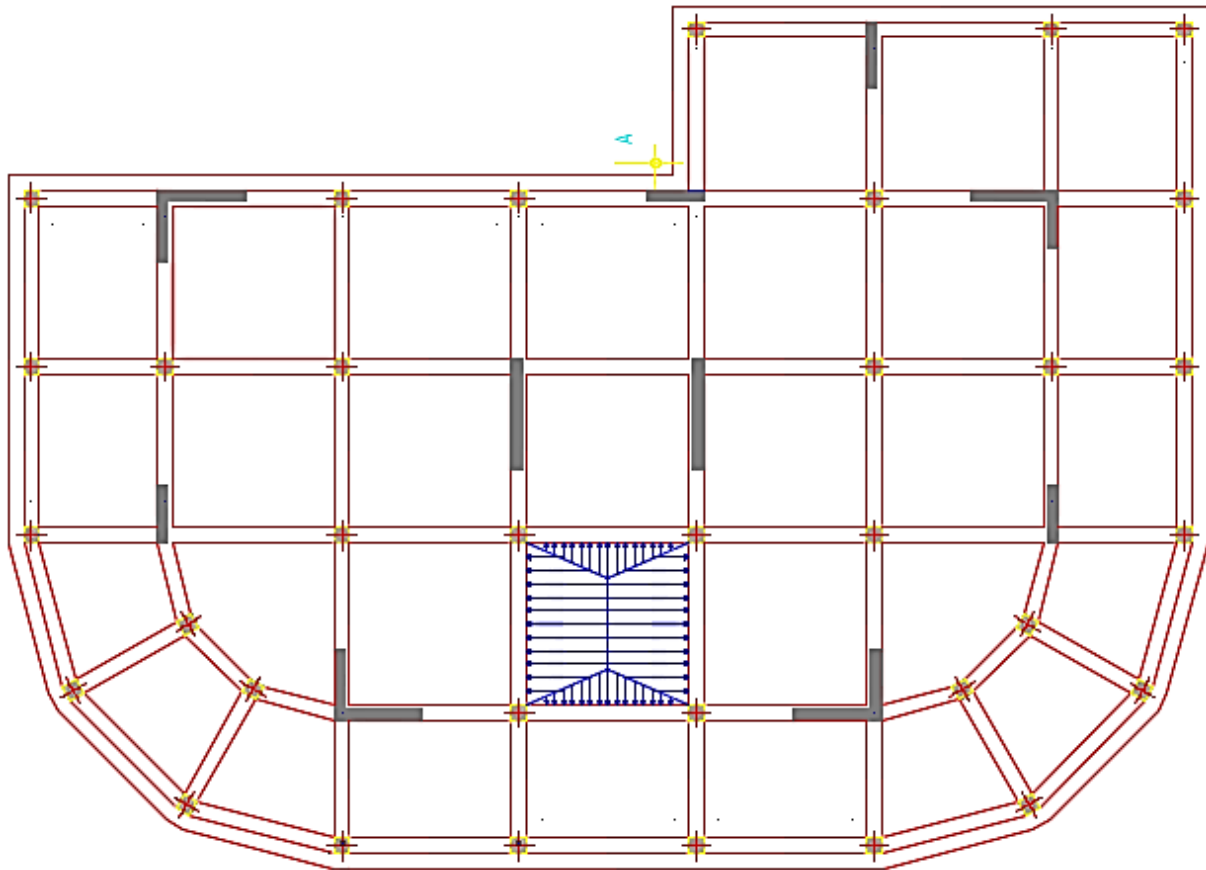


Figure.VII.5 : Présentation des chargements sur le panneau le plus sollicité

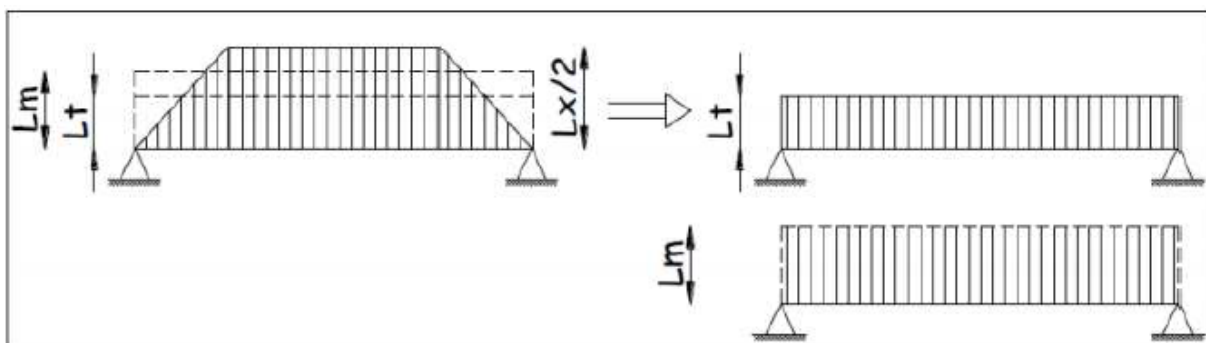


Fig VII.6 .Présentation des chargements simplifiés

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$

Effort tranchant: $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$

$$L_m = 4 \left(0.5 - \frac{1}{6}\right) = 1,33 \text{ m}$$

$$L_t = 4 \left(0.5 - \frac{1}{4}\right) = 1,33 \text{ m}$$

Cas de chargement triangulaire :

$$L_m = 0.333 L_x = 1,33 \text{ m}$$

$$L_t = 0.250 L_x = 1,00 \text{ m}$$

Charges à considérés :

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 134,48 \times 1,33 = 178,85 \text{ KN/m}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 93,17 \times 1,33 = 123,92 \text{ KN/m}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 134,48 \times 1,00 = 134,48 \text{ KN/m}$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t = 93,17 \times 1,00 = 93,17 \text{ KN/m}$

1) Détermination des efforts:

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « **ETABS V9.6** »

2) Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

❖ **Sens longitudinale « X-X » :**

ELU:

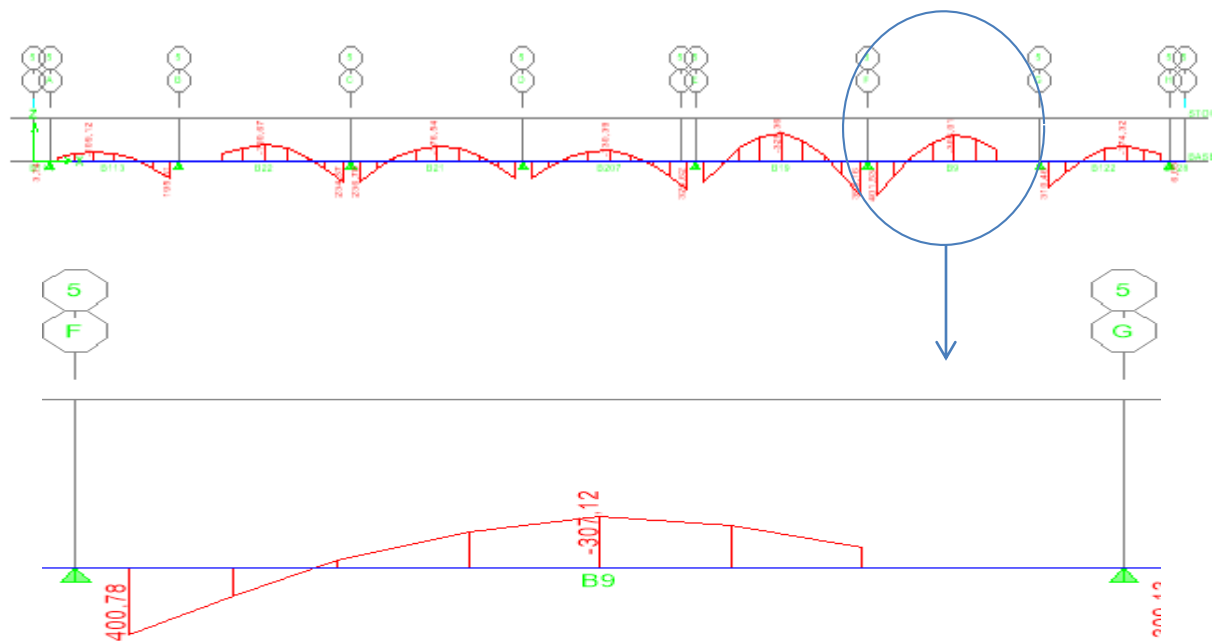


Figure VII.4.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

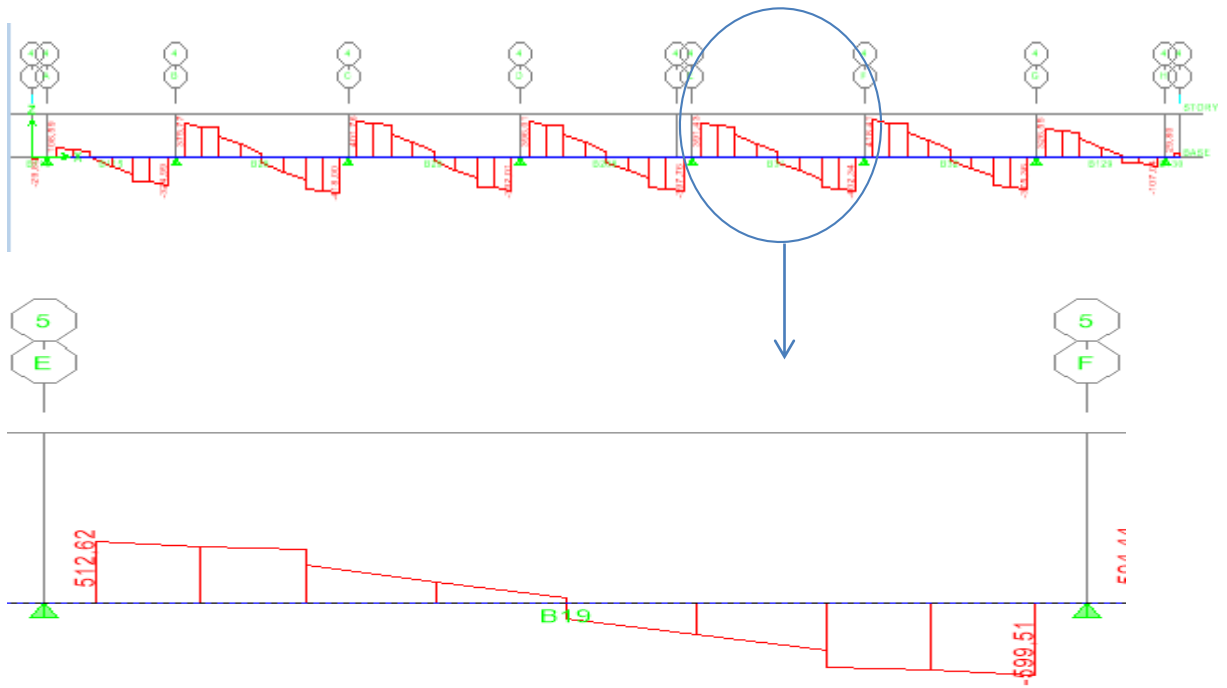


Figure VII.4.2: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

ELS:

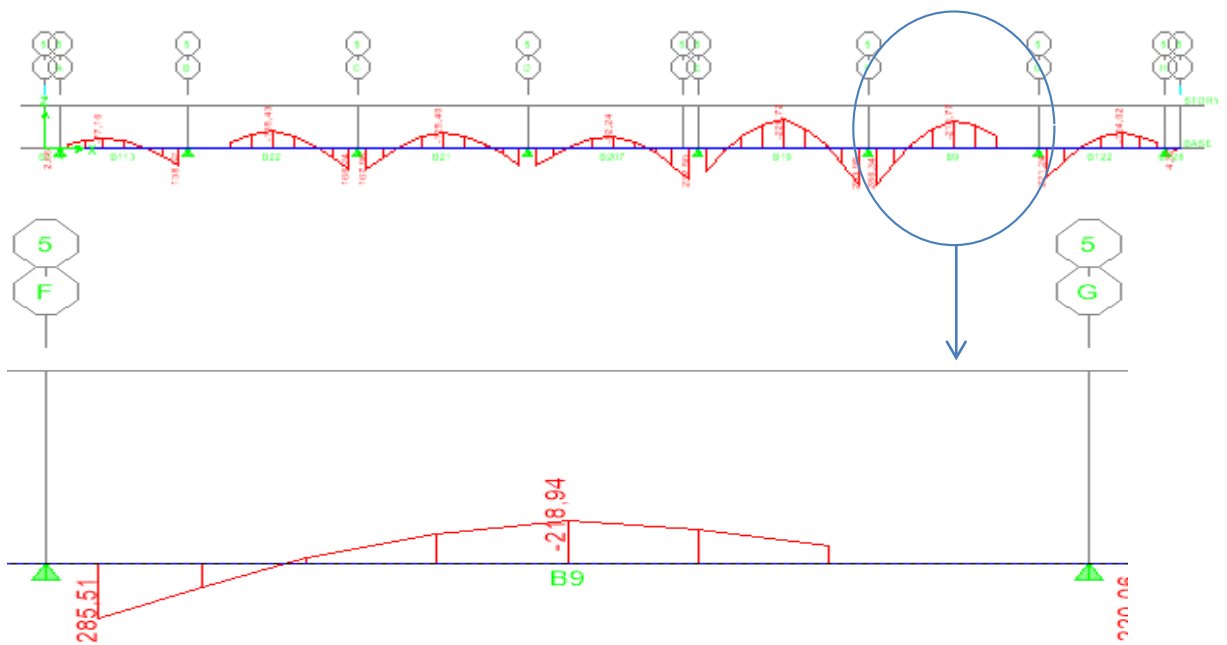


Figure VII.4.3: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

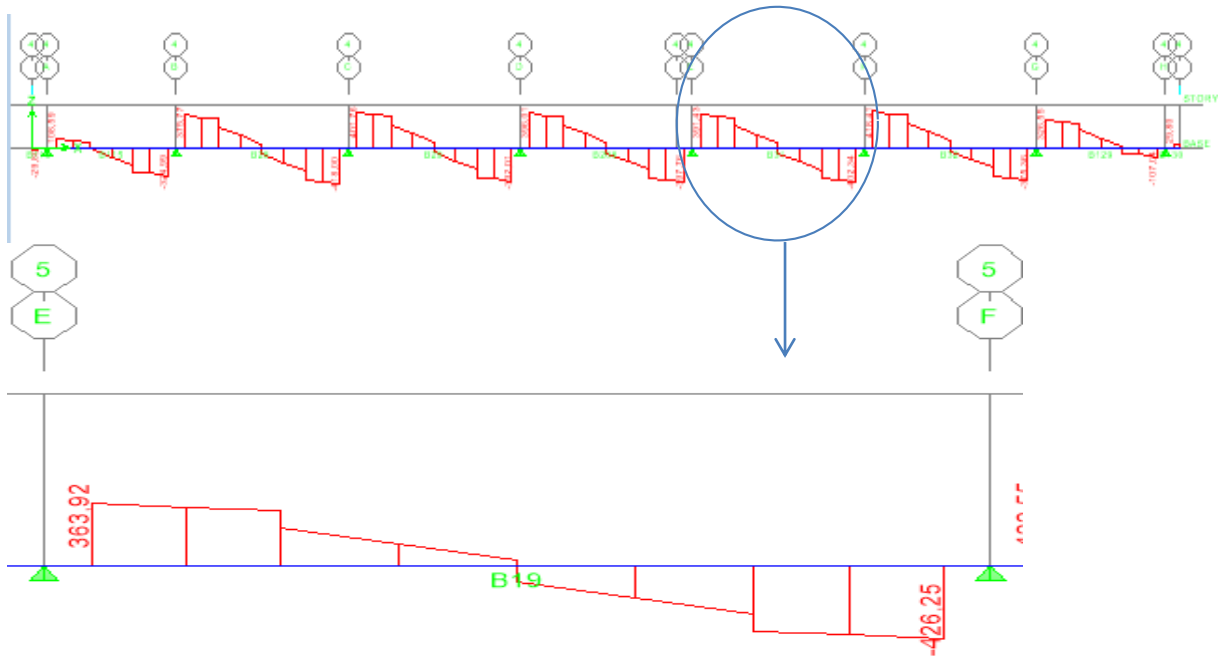


Figure VII.4.4: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.

❖ Sens transversales « Y-Y » :

ELU:

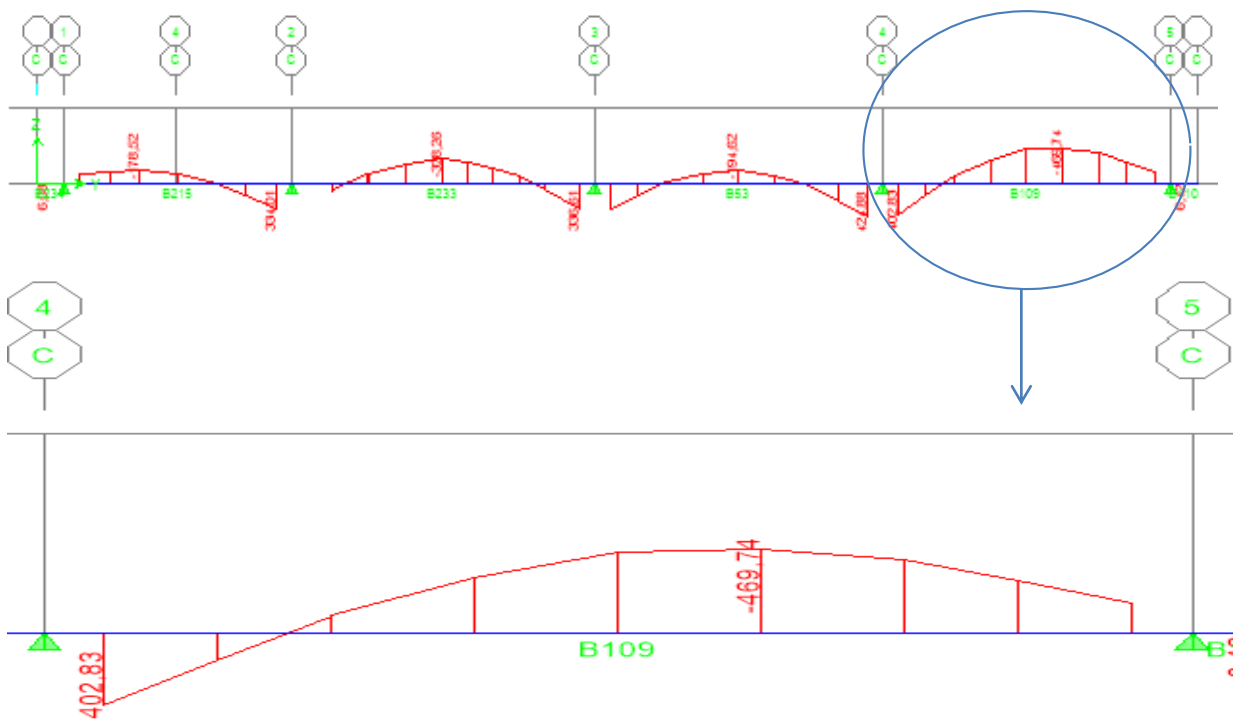


Figure VII.4.5: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

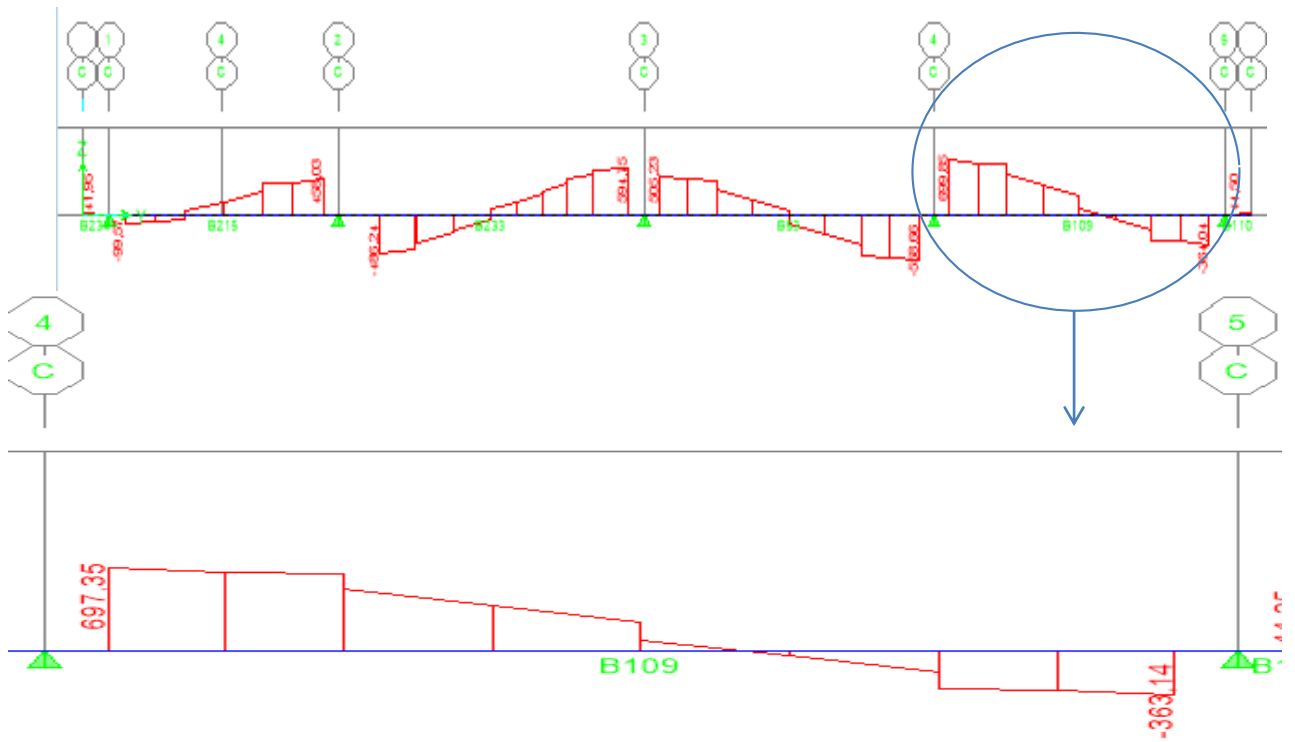


Figure VII.4.6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

ELS:

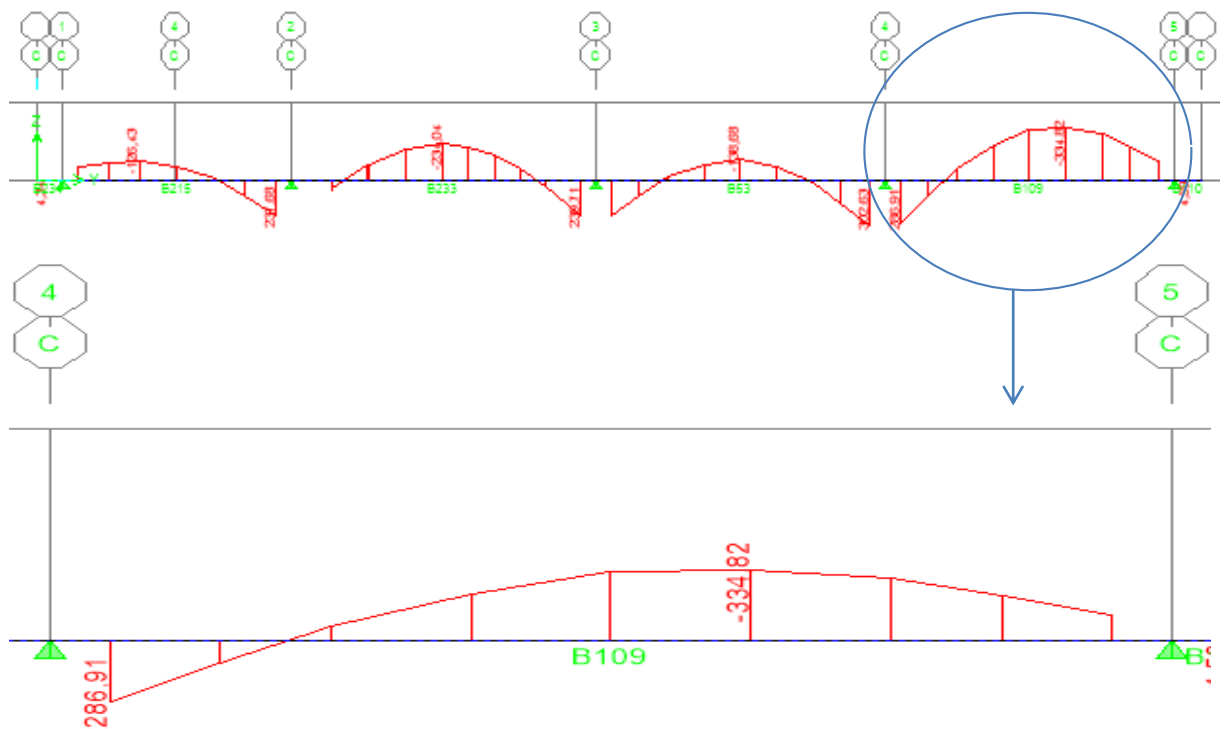


Figure VII.4.7: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

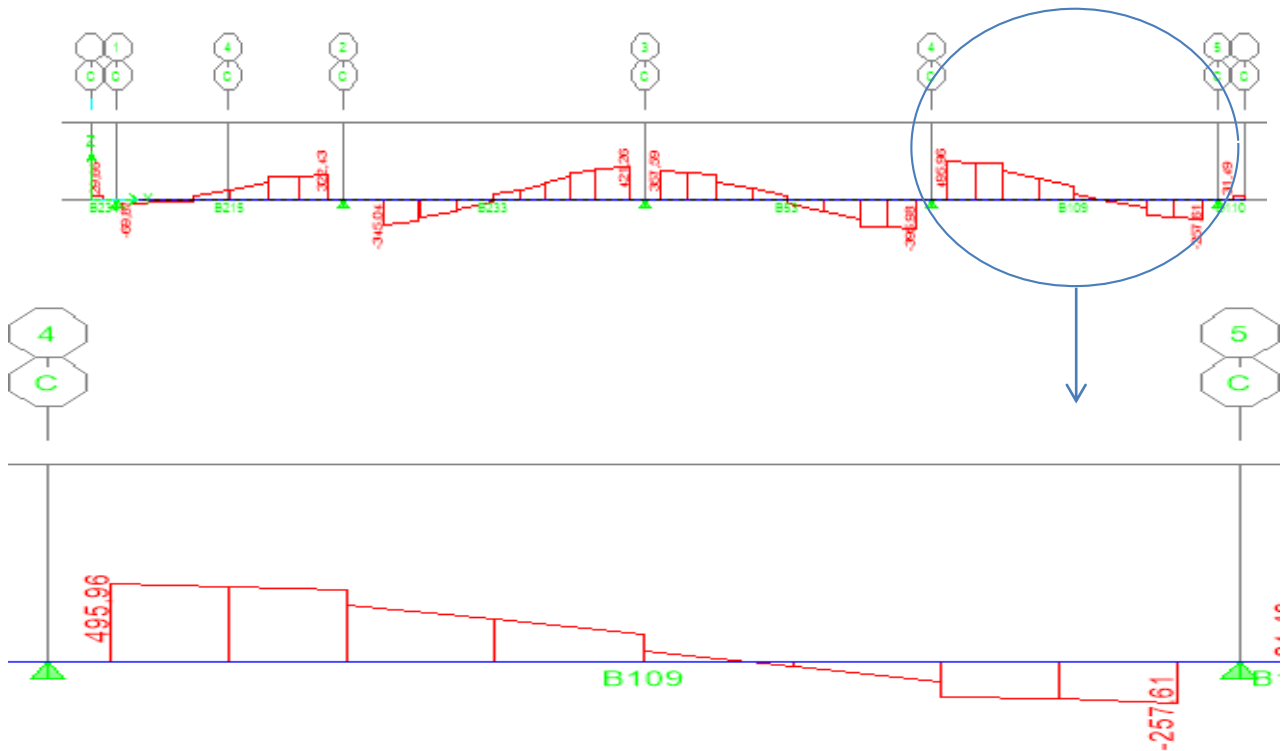


Figure VII.4.8: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y

N.B : les diagrammes des moments sont renversés M_t en fibres supérieure et M_a en fibre inférieure.

	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	Mut = 338,869	Mut = 469,74
	Mst = 241,692	Mst = 334,82
Moments Appuis (KN.m)	Mut = 400,78	Mut = 434,20
	Mst = 285,51	Mst = 309,434
Efforts tranchants (KN)	Tu = 599,51	Tu = 697,35
	Ts = 426,25	Ts = 495,96

VII.4.1 Calcul du ferrillage :

Le ferrillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: $b=45$ cm $d=77$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=348$ MPa

Sens longitudinal x-x:

$M_a^{\max} = 400,78$ KN.m $M_t^{\max} = 338,869$ KN.m

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{400,78 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{400,78 \times 10^2}{0,944 \times 77 \times 34,8} = 15,84 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 fil + 4HA16 chap = 16,08 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{338,869 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{338,869 \times 10^2}{0,953 \times 77 \times 34,8} = 13,26 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 fil + 4HA14 chap = 14,19 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Sens transversal suivant y-y:

$$M_a^{\max} = 434,20 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 469,74 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{434,20 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,114 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{434,20 \times 10^2}{0,939 \times 77 \times 34,8} = 17,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 fil + (4HA16+2HA14) chap = 19,15 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{469,74 \times 10^3}{45 \times 77^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{469,74 \times 10^2}{0,935 \times 77 \times 34,8} = 18,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16 fil + (4HA16+2HA14) chap = 19,15 cm²/ml** avec un espacement de 10 cm.

Tableau VII.5 : Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	400,78	0,106	0,944	15,84	4HA16 fil + 4HA16 chap	16,08	10
	En travée	338,869	0,09	0,953	13,26	4HA16 fil + 4HA14 chap	14,19	10
transversale y-y	Aux appuis	434,20	0,114	0,939	17,25	4HA16 fil + (4HA16+2HA14) chap	19,15	10
	En travée	469,74	0,122	0,935	18,75	4HA16 fil + (4HA16+2HA14) chap	19,15	10

Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 77 \times 2.1}{400} = 4,18 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{st}^{min} = 4,18 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20,00 ; 14,4\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

Avec:

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{599,51 \times 10^3}{450 \times 770} = 1,73 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{697,35 \times 10^3}{450 \times 770} = 2,01 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.2. Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34):

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau

Nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.1} = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc: 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec α : Position de l'axe neutre.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x:

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{400,78}{285,51} = 1,40$$

$$\mu = 0,106 \rightarrow \alpha = 0,1404$$

$$\alpha = 0,1404 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{338,869}{241,692} = 1,40$$

$$\mu = 0,09 \rightarrow \alpha = 0,1181$$

$$\alpha = 0,1181 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y:

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{434,20}{309,434} = 1,40$$

$$\mu = 0,114 \rightarrow \alpha = 0,1517$$

$$\alpha = 0,1517 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

- En travée:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{469,74}{334,82} = 1,40$$

$$\mu = 0,122 \rightarrow \alpha = 0,1631$$

$$\alpha = 0,1631 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Références bibliographiques.

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation

Ouvrage :

- Calcul des ouvrages en béton armé.....(BELAZOUGU)
- Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).
- formulaire du béton arme (VICTOR DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment. (HENRY THONIER).
- Pratique de BAEL91Jean Perchat –Rou

Logiciels :

Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).

Logiciel de dessin AUTO CAD 2016.

Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. La nécessité se relève plus impérative qu'elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Des difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure et nous a apporté un bagage de connaissance pour affronter les défis rencontrés dans la réalisation d'une structure

Le système de contreventement a été choisi tout en faisant participer les portiques au contreventement et tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système de contreventement à un système portique et voiles conformément à **l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003**, ou les voiles ont été injectées d'une façon à respecter le critère de symétrie et de s'éloigner le plus possible de centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion, vu la forme de la structure, nous avons pu éviter ce dernier dans le mode fondamental. Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections.

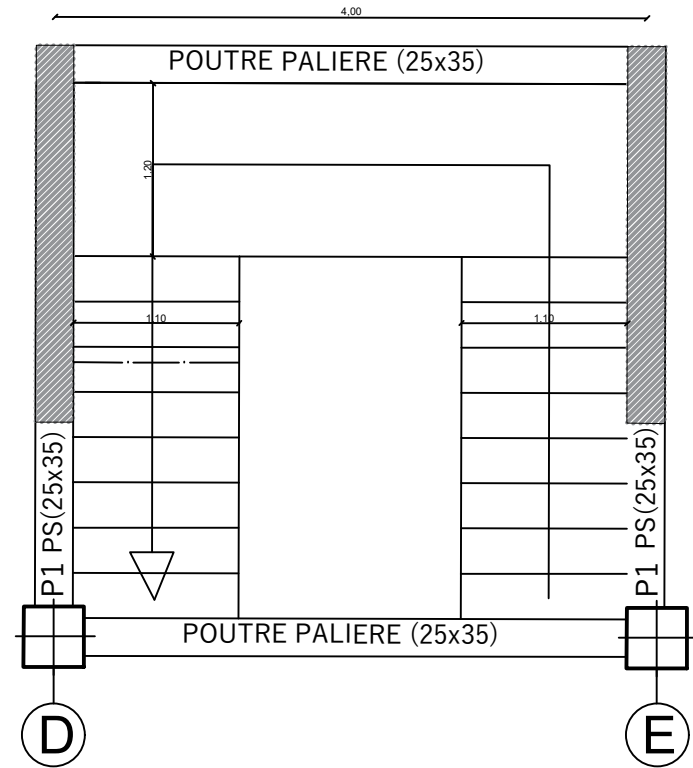
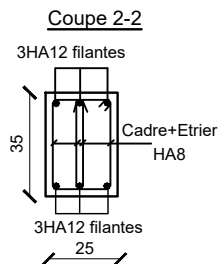
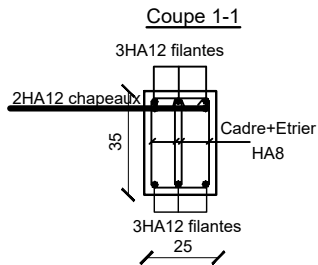
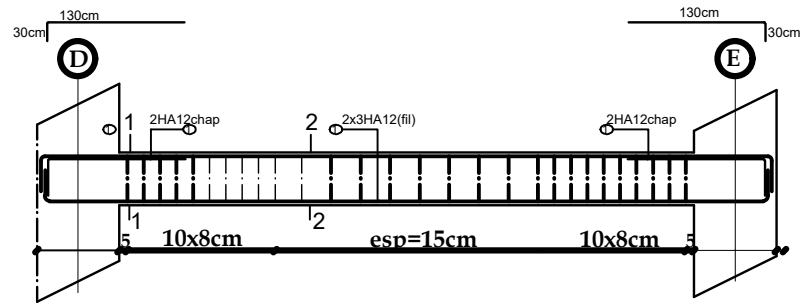
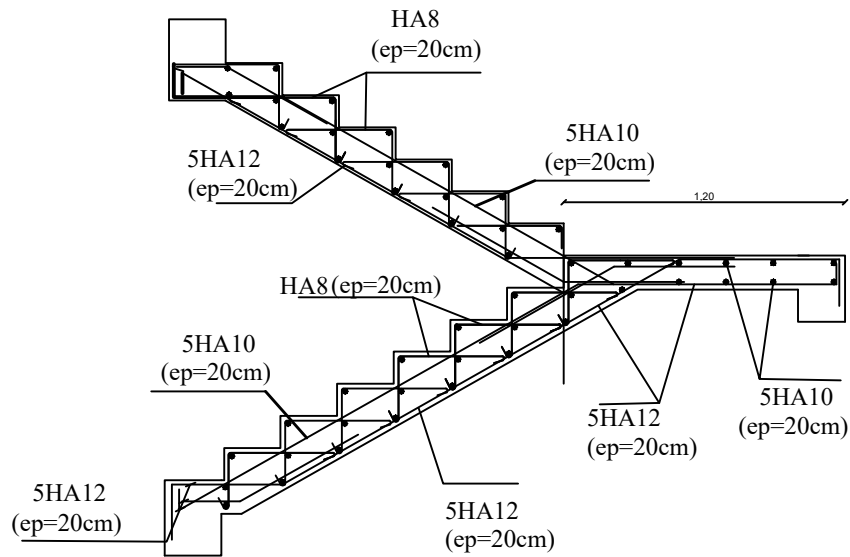
Notre type de ferrailage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferrillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.

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 l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

« On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats et de bon plan d'exécution ».

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle et nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

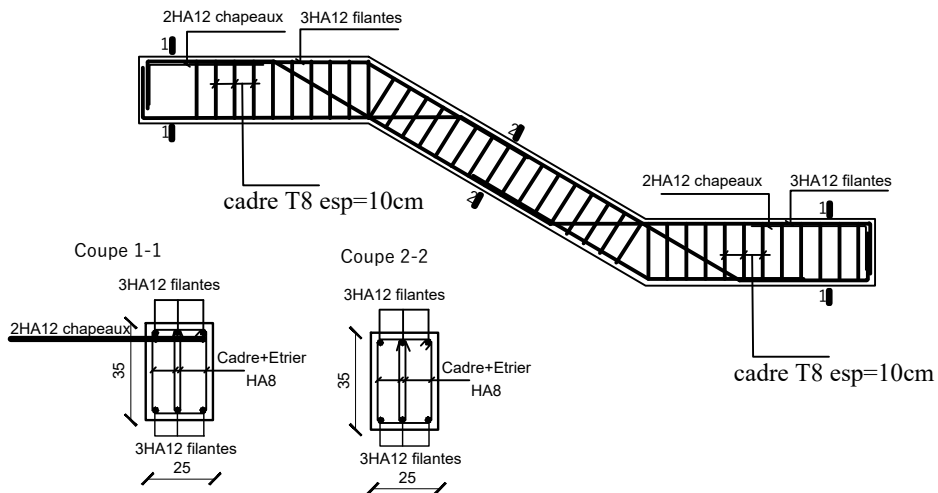
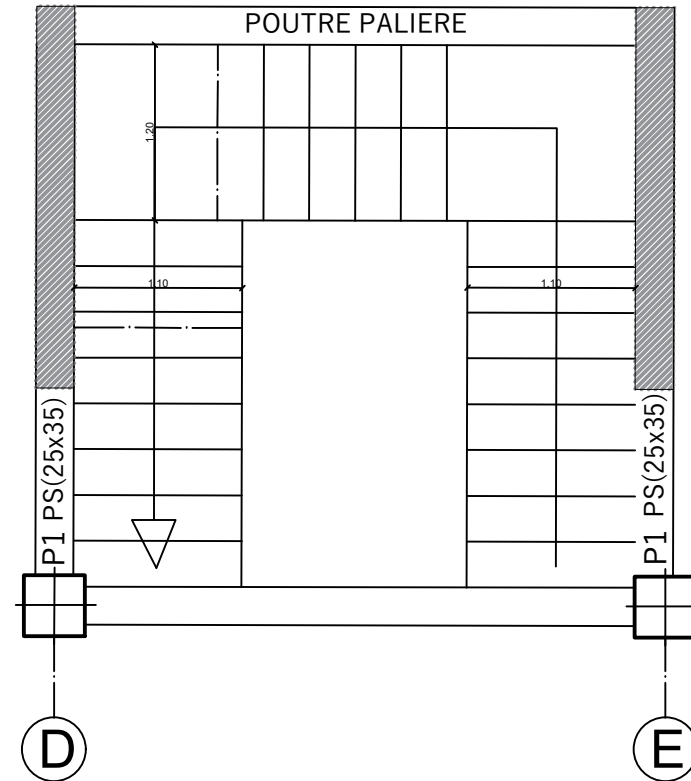
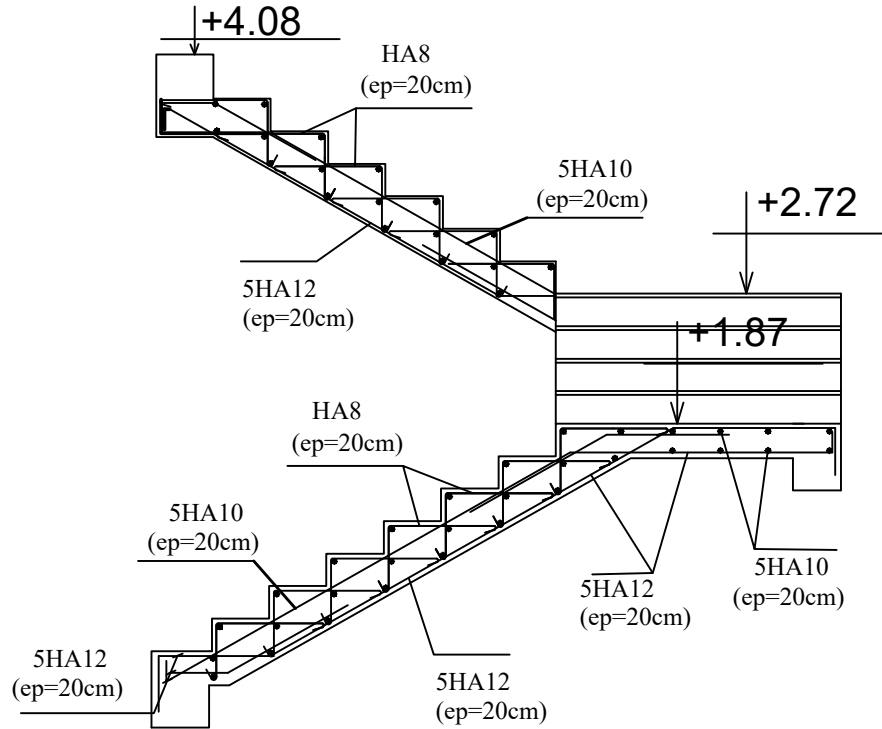
PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER ETAGES COURANTS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER ETAGES COURANTS
DIRIGE PAR : Mr MECHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2019/2020	ECHELLE 1/50

PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER NIVEAU +4,08



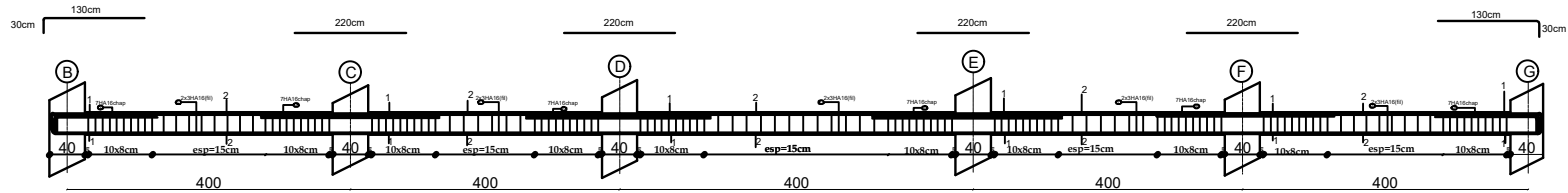
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr TIDJOUIMAT DJILALI
 Mr IOURZIKENE LOUNES
 DIRIGE PAR :
 Mr MECHLAT El-Mahdi
 PROMOTION 2019/2020

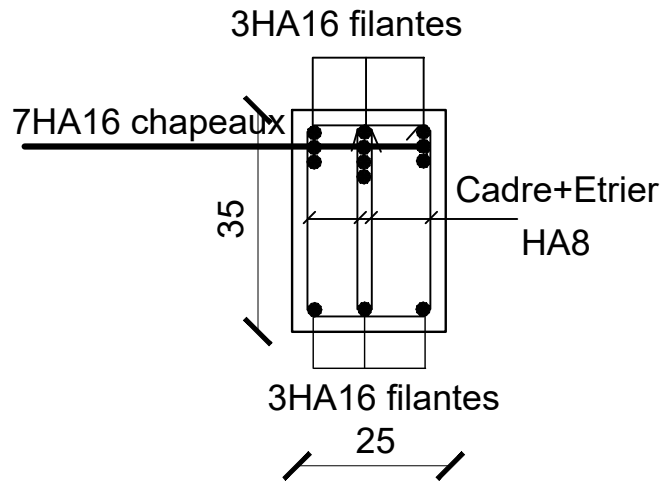
PLAN FERRAILLAGE DES ESCALIER NIVEAU RDC

ECHELLE 1/50

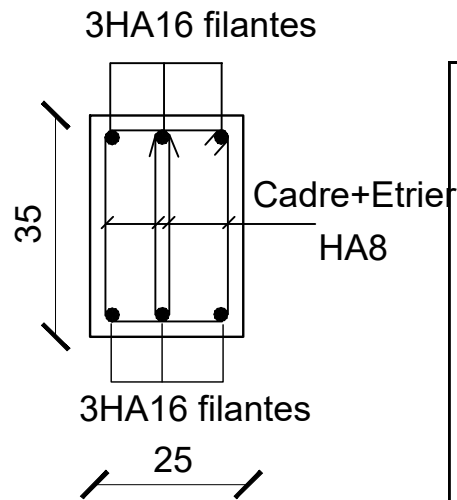
Ferrailage des poutres principales adherées aux voiles (25x35)



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr TIDJOUIMAT DJILALI

Mr IOURZIKENE LOUNES

DIRIGE PAR :

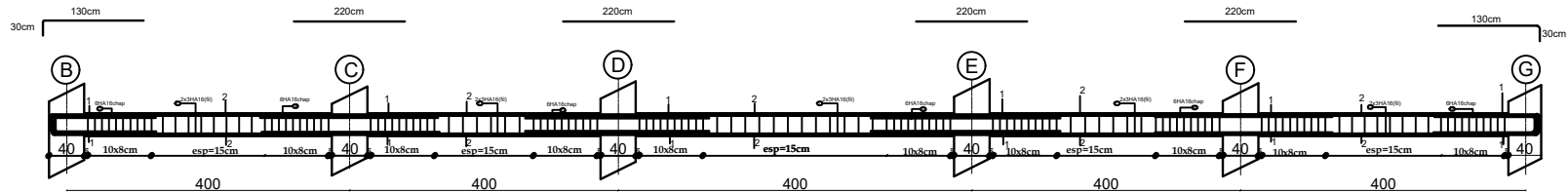
Mr MECHLAT El-Mahdi

PROMOTION 2019/2020

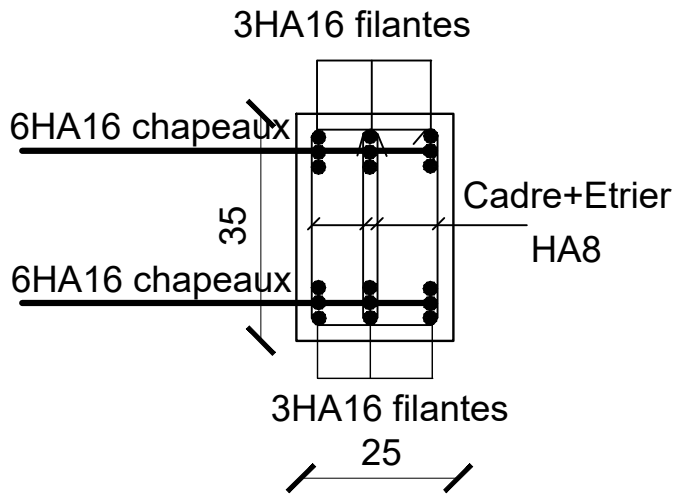
FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES
ADHEREES AUX VOILES (25x35)

ECHELLE 1/50

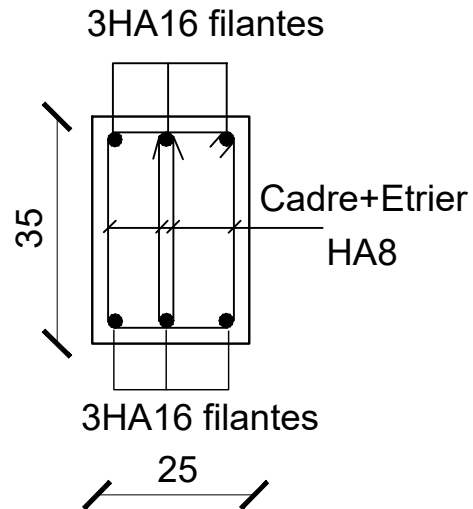
Ferrailage des poutres secondaires adherées aux voiles (25x35)



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr TIDJOUIMAT DJILALI

Mr IOURZIKENE LOUNES

DIRIGE PAR :

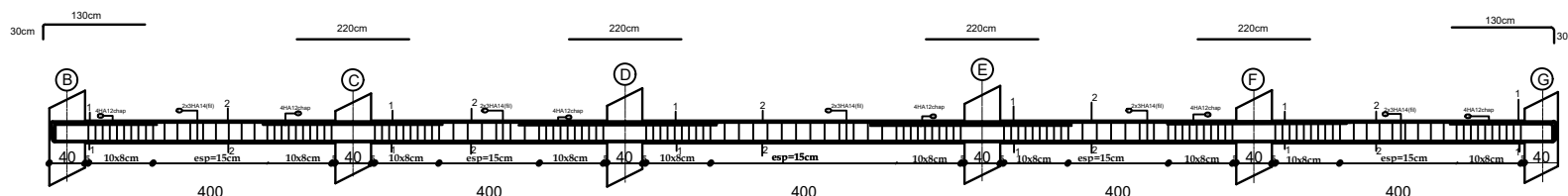
Mr MECHAT El-Mahdi

PROMOTION 2019/2020

FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES
ADHEREES AUX VOILES (25x35)

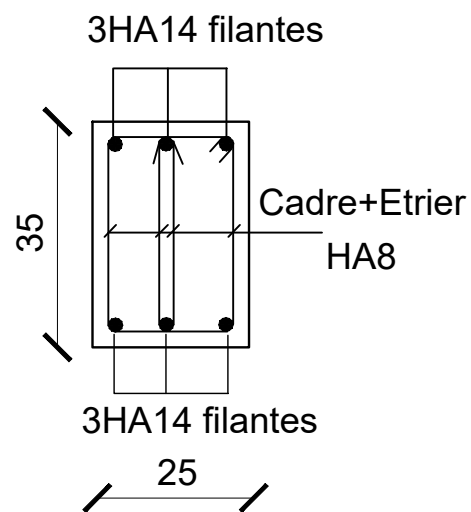
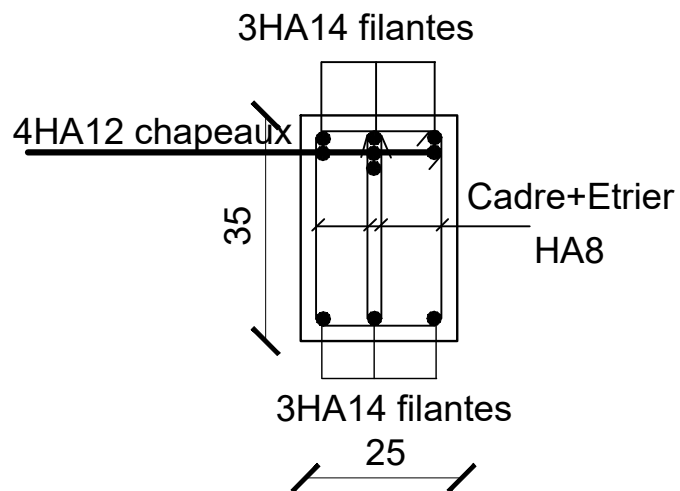
ECHELLE 1/50

Ferrailage des poutres principales non adherees aux voiles (25x35)



Coupe 1-1

Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr TIDJOUIMAT DJILALI

Mr IOURZIKENE LOUNES

DIRIGE PAR :

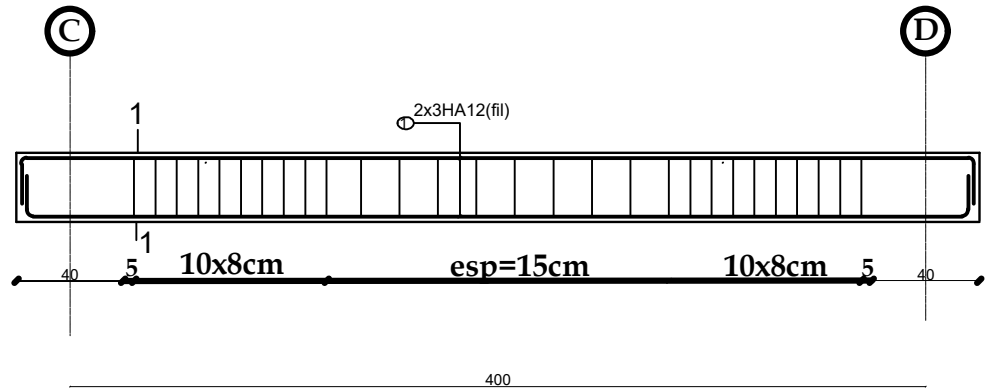
Mr MECHAT El-Mahdi

PROMOTION 2019/2020

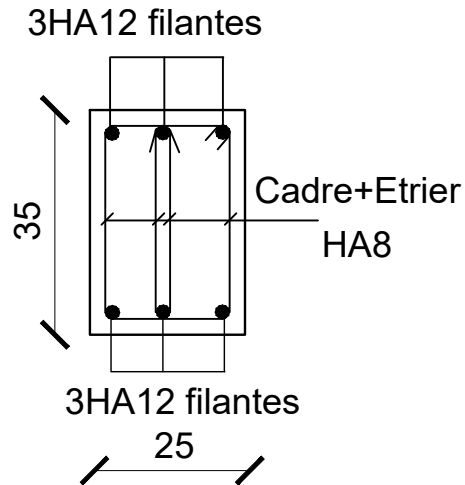
FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES
NON ADHEREES AUX VOILES (25x35)

ECHELLE 1/50

Ferrailage des poutres de chainages (25x35)

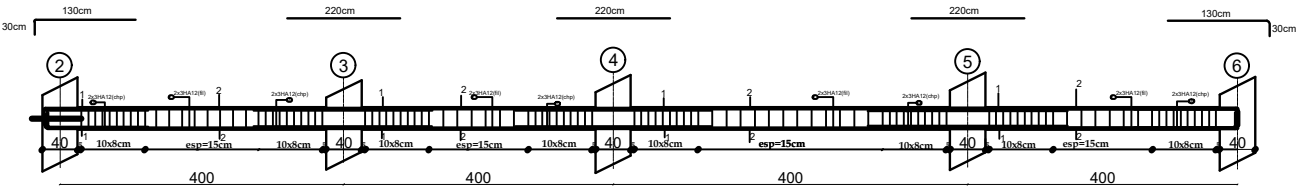


Coupe 1-1

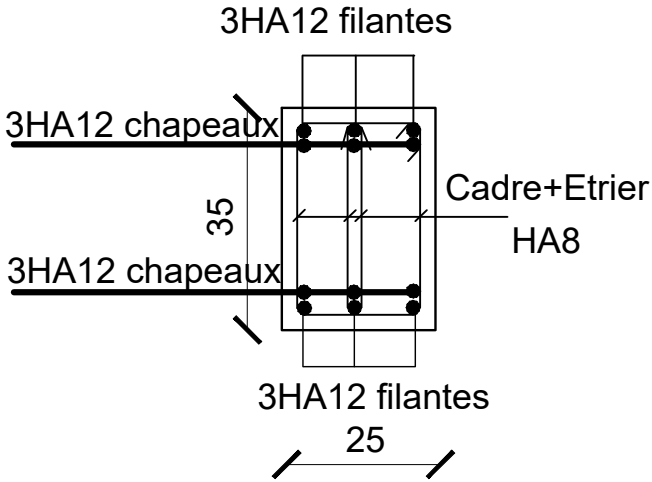


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	FERRAILAGE DES POUTRES DE CHAINAGES
DIRIGE PAR : Mr MECHAT EI-Mahdi	
PROMOTION 2019/2020	ECHELLE 1/50

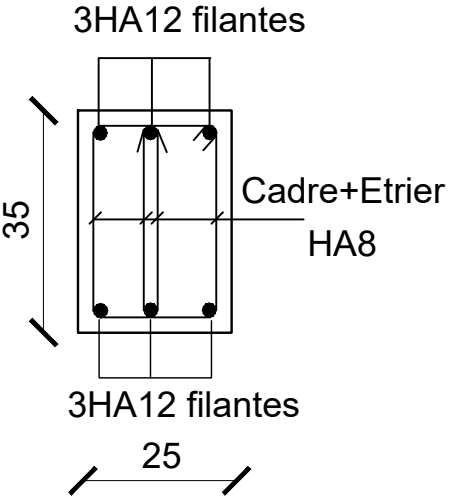
Ferrailage des poutres secondaires non adherees aux voiles (25x35)



Coupe 1-1

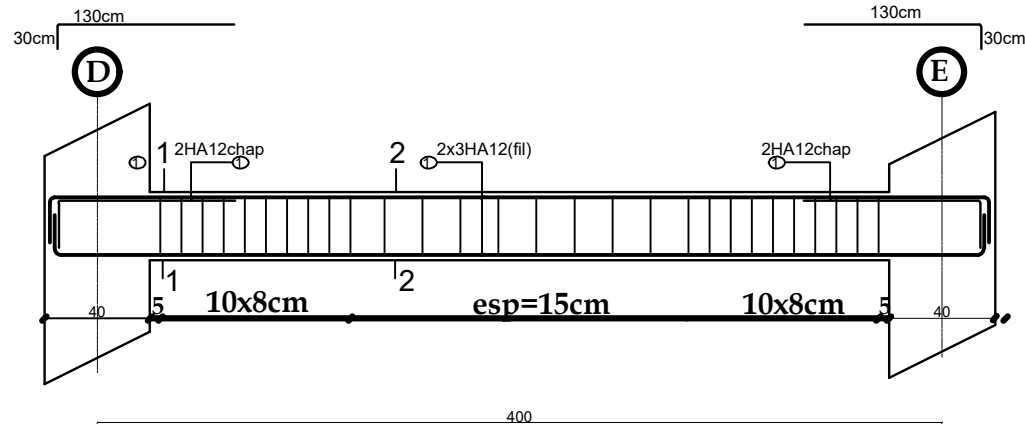


Coupe 2-2

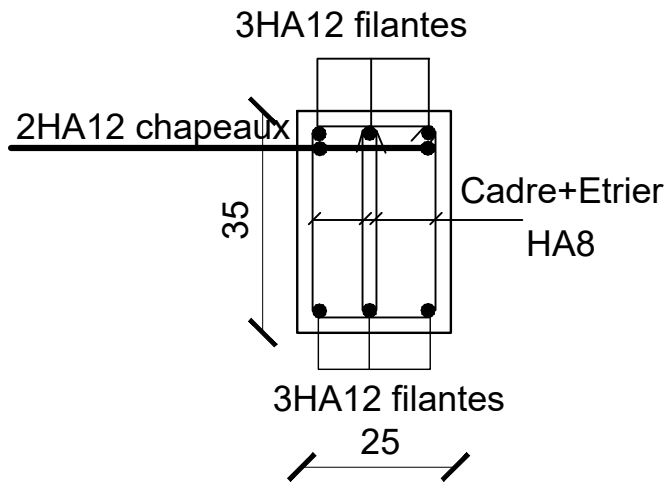


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES DIRIGE PAR : Mr MECHLAT EI-Mahdi PROMOTION 2019/2020	FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES NON ADHEREES AUX VOILES (25x35) ECHELLE 1/50

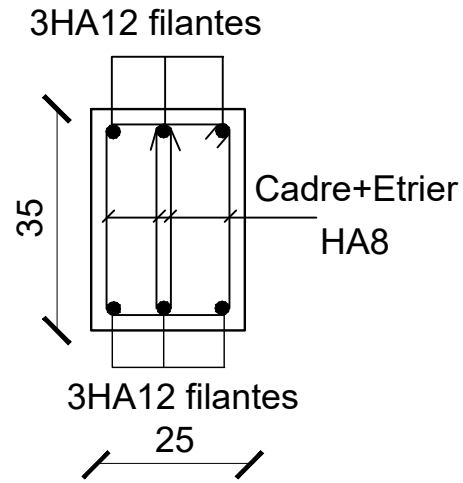
Ferrailage des poutres palieres axe 4 (25x35)



Coupe 1-1



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr TIDJOUIMAT DJILALI

Mr IOURZIKENE LOUNES

DIRIGE PAR :

Mr MECHAT EI-Mahdi

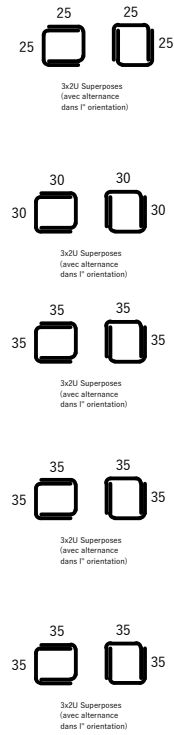
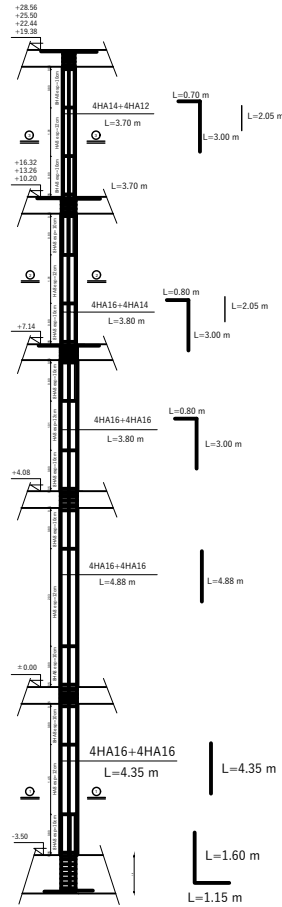
PROMOTION 2019/2020

FERRAILLAGES DES POUTRES PALIERES AXE 4
(25x35)

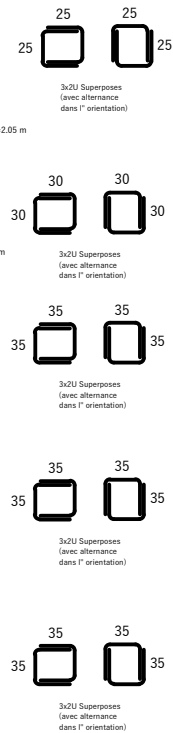
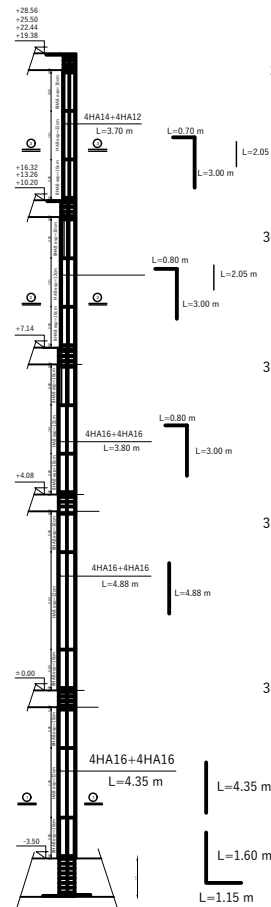
ECHELLE 1/50

Ferrailage des poteaux

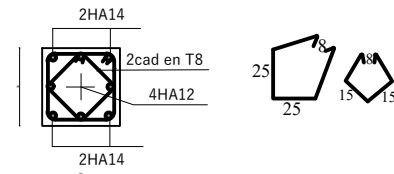
FERRAILAGE DES POTEUX intermediaire



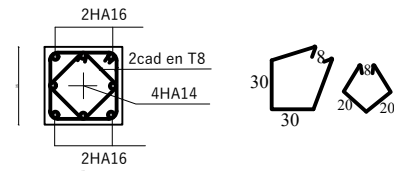
FERRAILAGE DES POTEUX de rive



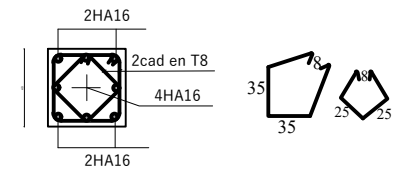
Zone III
COUPE 3-3



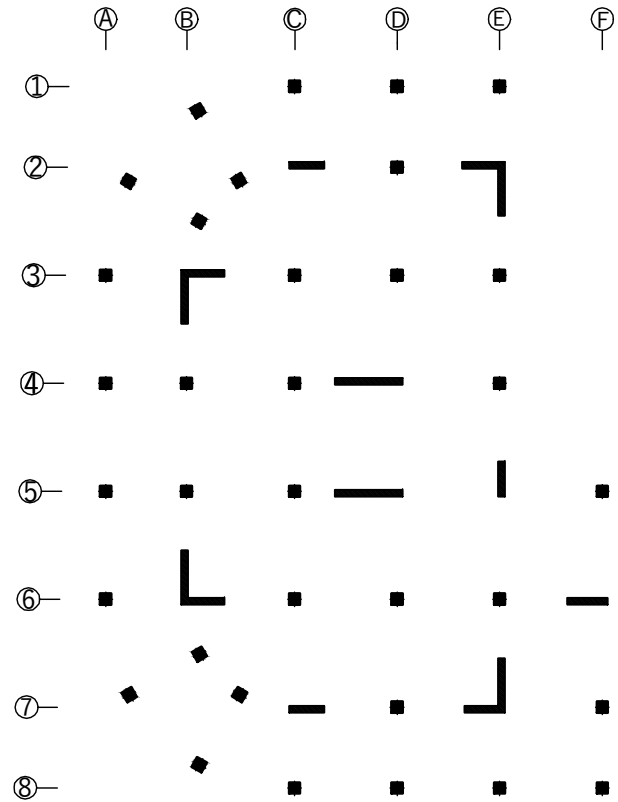
Zone II
COUPE 2-2



Zone I
COUPE 1-1



DISPOSITION DES VOILES DE CONTREVENTEMENTS



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

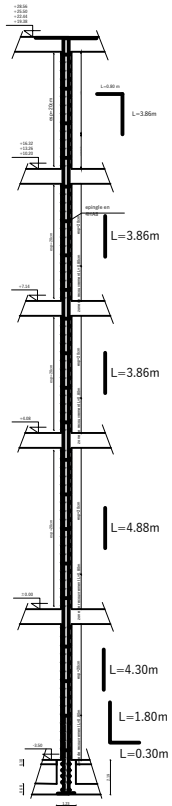
ETUDIE PAR :
 Mr TIDJOUIMAT DJILALI
 Mr IOURZIKENE LOUNES

DISPOSITION DES VOILES DU CONTREVENTEMENT

DIRIGE PAR :
 Mr MECHAT El-Mahdi
 PROMOTION 2020/2021

ECHELLE 1/100

coupe en elevation

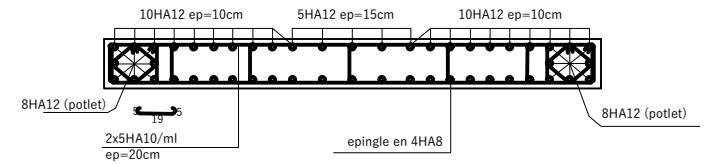
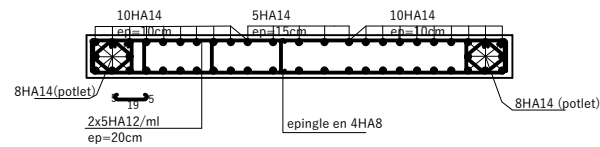


Ferrailage des voiles

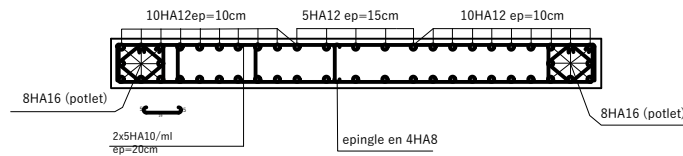
VT4 VT5

niveau -3.50 a +7.14

niveau +7.14 a +16.32



niveau +16.32 a +31.62

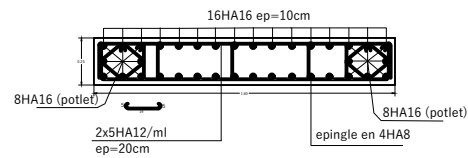


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : M. TIOUJUMAT DJERALI M. ELBOUKHENE ELBOUES CHREGE PAV M. MECHAT EL-MANS PROMOTION 2019/2020	Ferrailage des voiles ECHELLE : 1/25

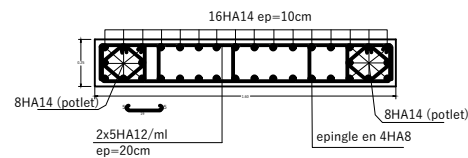
Ferrailage des voiles

VT2 VT8 VT9

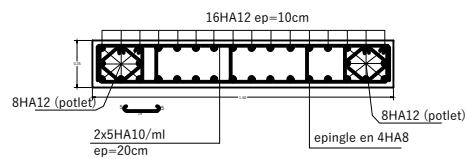
niveau -3.50 a +4.08



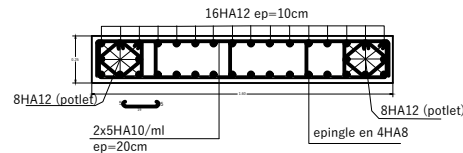
niveau +4.08 a +7.14



niveau +7.14 a +16.32



niveau +16.32 a +28.56

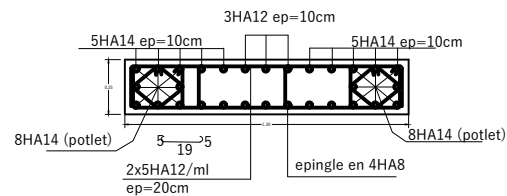


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : M/ TIDJOUMAT DALALI M/ IOURKENE LOUNES	Ferrailage des voiles
DIRIGE PAR : M/ MECHLAT ELMAHJ	
PROMOTION 2019/2020	ECHELLE 1/25

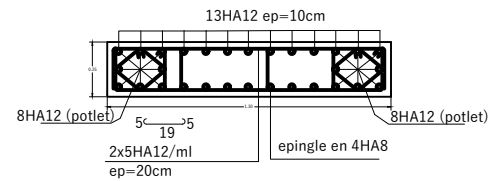
Ferrailage des voiles

VL2

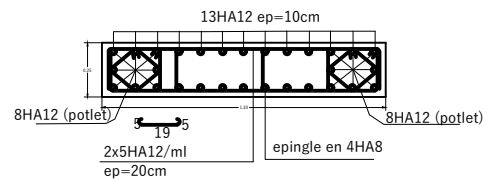
niveau -3.50 a +4.08



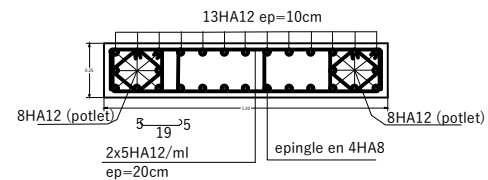
niveau +4.08 a +7.14



niveau +7.14 a +16.32



niveau +16.32 a +28.56

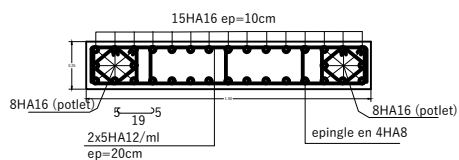


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr JOURZIKENE LOUNES	Ferrailage des voiles
DIRIGE PAR : Mr MECHLAT ElMahdi	
PROMOTION 2019/2020	ECHELLE 1/25

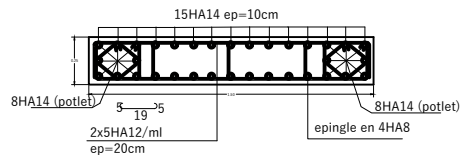
Ferrailage des voiles

VT1

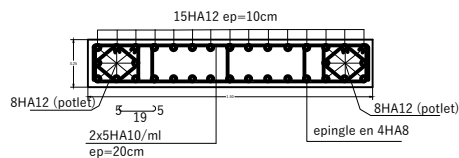
niveau -3.50 a +4.08



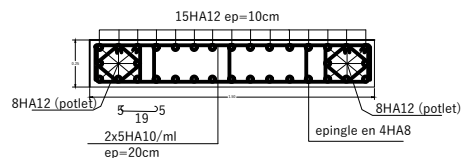
niveau +4.08 a +7.14



niveau +7.14 a +16.32



niveau +16.32 a +28.56

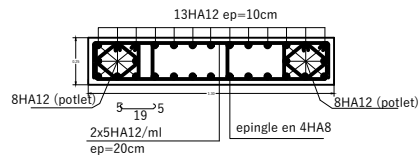


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR M. TIOUMAT DJILALI M. JOURZKEINE LOUNES DIRIGE PAR M. MECHAT El-Mahd PROMOTION 2019/2020	Ferrailage des voiles ECHELLE 1/25

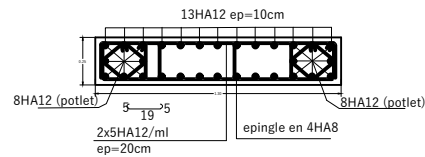
Ferrailage des voiles

VT3 VT6 VT7

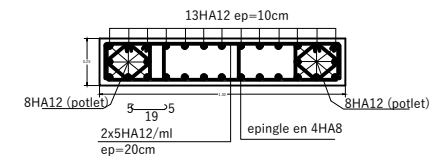
niveau -3.50 a +7.14



niveau +7.14 a +16.32



niveau +16.32 a +28.56



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TOULOUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

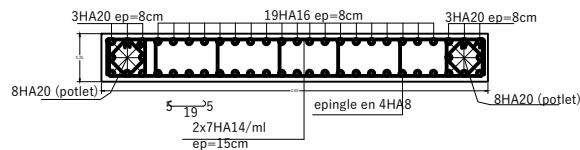
ETUDIE PAR:
M. TILJUMAT DJILALI
M. KOURZEMEN LOUNES
DIRIGE PAR:
M. MECHAT EL-AMANI
PROMOTION 2019/2020

Ferrailage des voiles
Echelle: 1/25

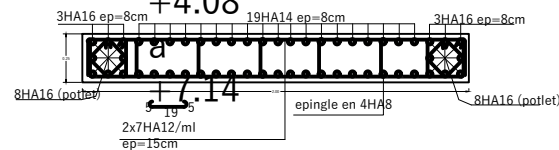
Ferrailage des voiles

VL1 VL3 VL4 VL5

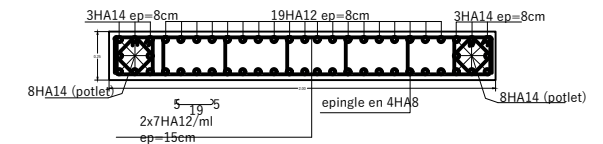
niveau -3.50 a +4.08



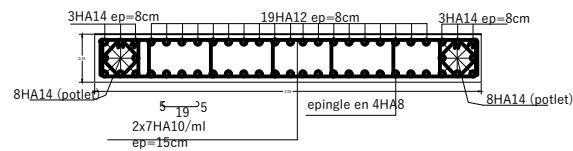
niveau +4.08



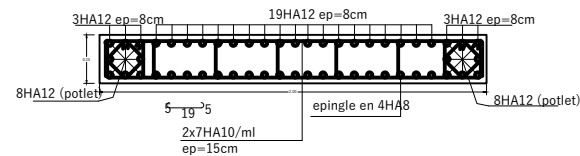
niveau +7.14 a +10.20



niveau +10.20 a +16.32

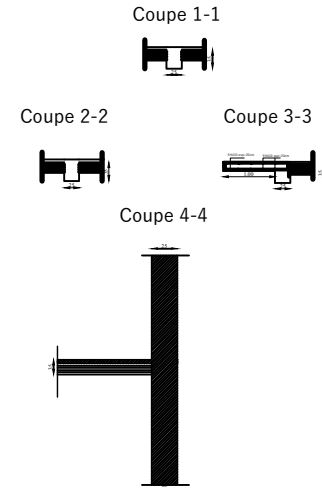
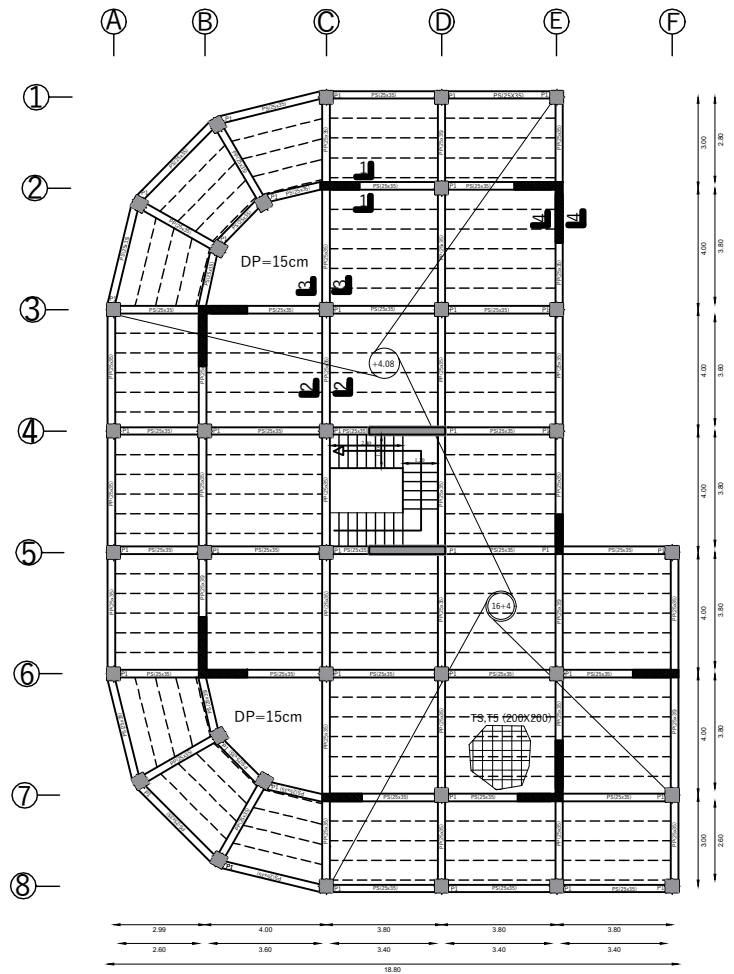


niveau +16.32 a +28.56



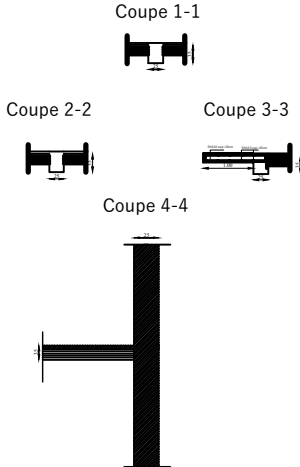
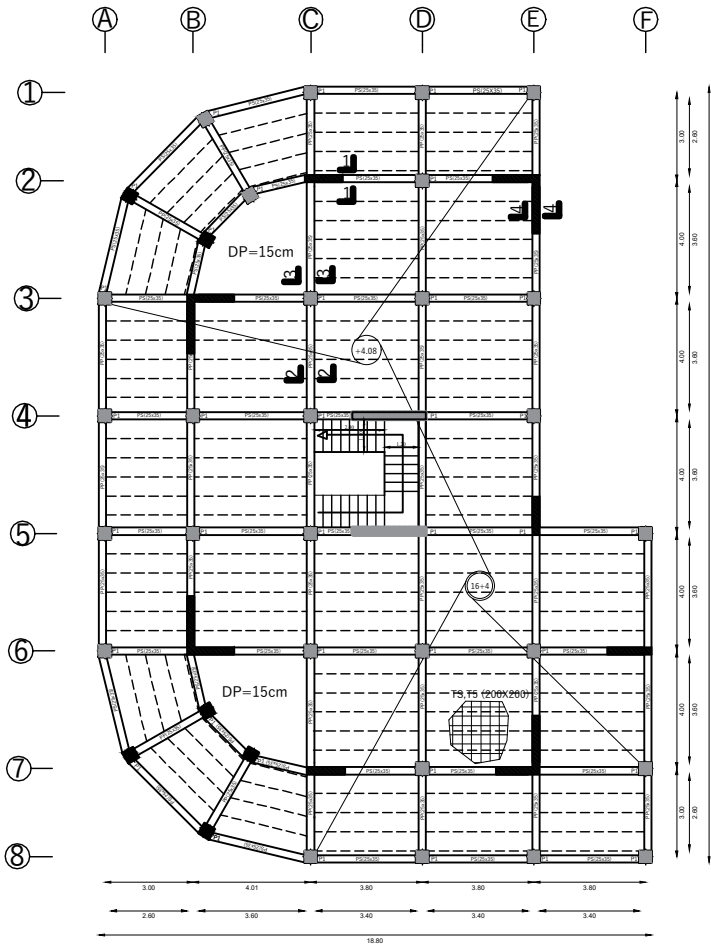
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : M/ TIDJOUANAT DJILALI M/ IOURZIKENE LOUNES	Ferrailage des voiles
DIRIGE PAR : M/ MECHALAT EL-AMRANI PROMOTION 2019/2020	ECHELLE : 1/25

COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +7.14



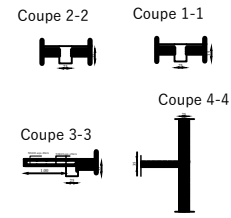
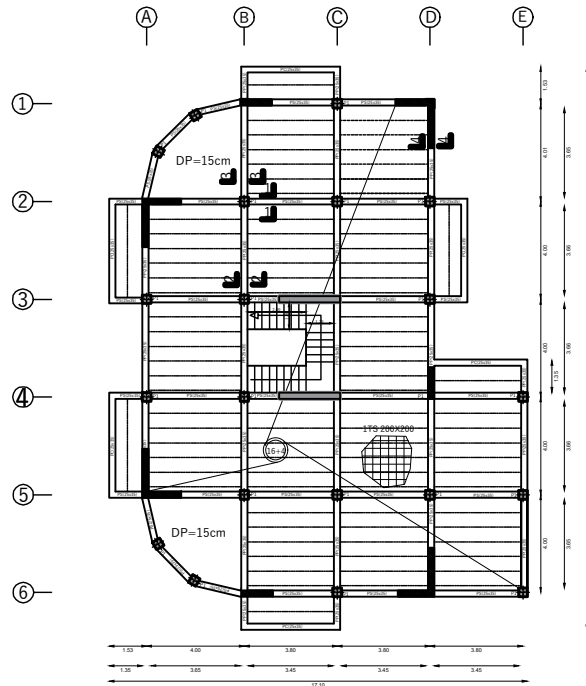
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +7.14
DIRIGE PAR : Mr MECHAT El-Mahdi	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE 1/50

COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +4.08



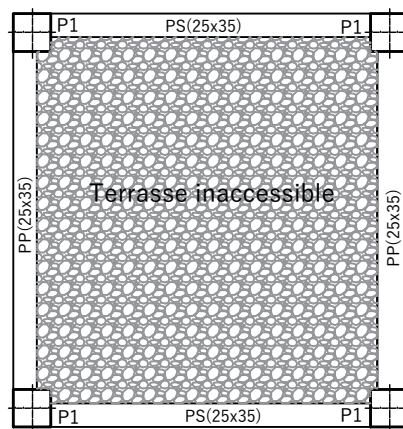
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU 4.08
DIRIGE PAR : Mr MECHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2020/2021	ECHELLE 1/50

COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +10.2 ,+13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES DIRIGE PAR : Mr MECHLAT El-Mahdi PROMOTION 2020/2021	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +10.2, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56 ECHELLE 1/50

COFFRAGE DU TERRASSE INACCESSIBLE NIVEAU +31.62



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr TIDJOUIMAT DJILALI

Mr IOURZIKENE LOUNES

DIRIGE PAR :

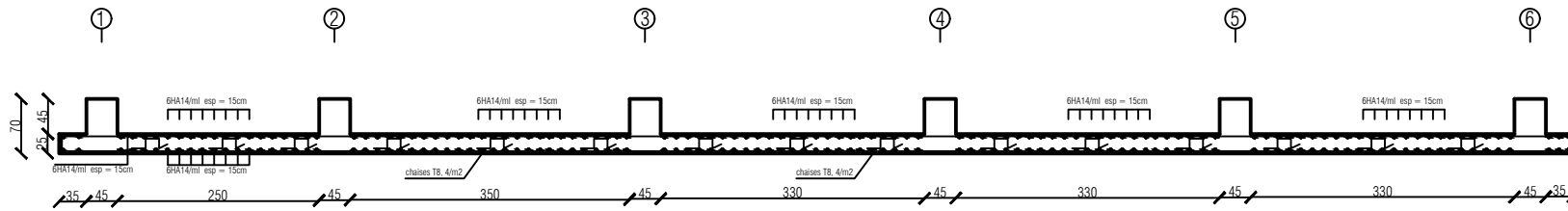
Mr MECHLAT El-Mahdi

PROMOTION 2020/2021

COFFRAGE DU TERRASSE INACCESSIBLE NIVEAU +31.62

ECHELLE 1/50

ferrailage de Radier niveau -3,50



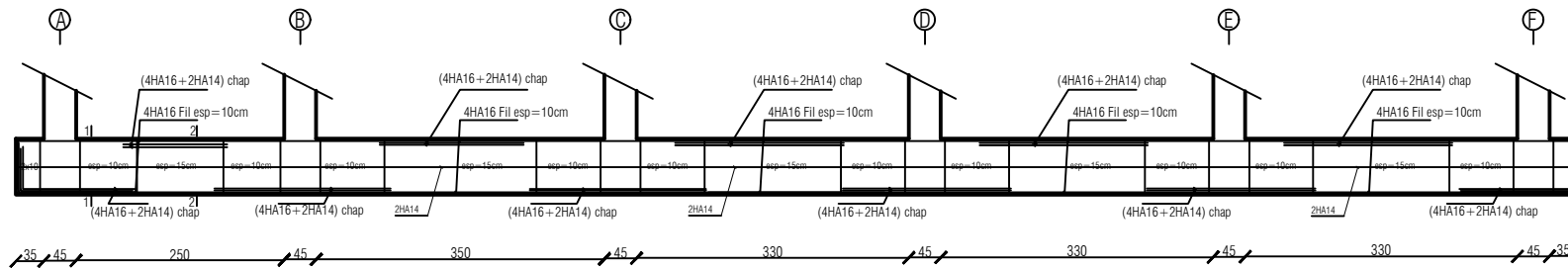
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr TIDJOUIMAT DJILALI
Mr IOURZIKENE LOUNES
DIRIGE PAR :
Mr MECHAT EI-Mahdi
PROMOTION 2019/2020

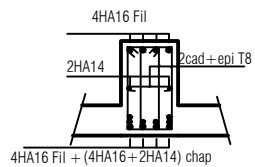
FERRAILAGE DE RADIER NIVEAU -3,50

ECHELLE 1/50

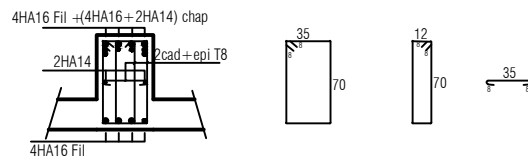
ferrailage des nervures axes 1,2,3,4,5 et 6 niveau -3,50



coupe 1-1



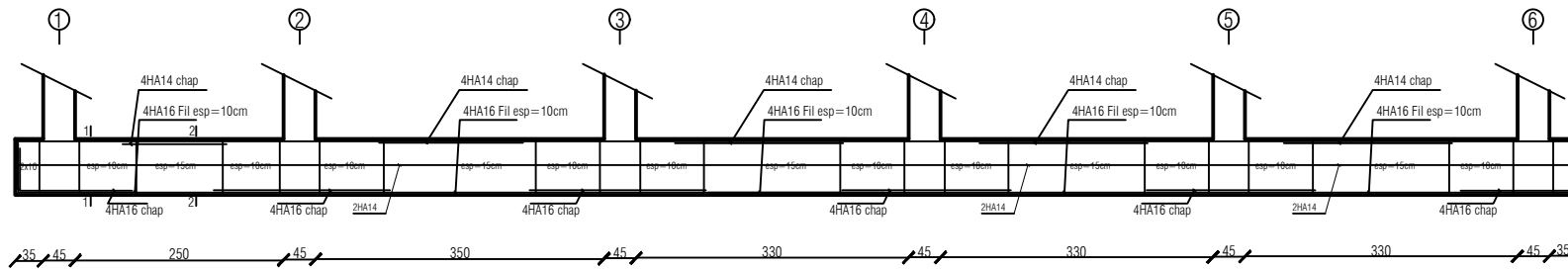
coupe 2-2



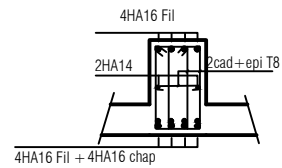
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :	FERRAILLAGE DES NERVURE AXES 1,2,3,4,5,6 NIVEAU -3,50
Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	
DIRIGE PAR :	ECHELLE 1/50
Mr MECHAT El-Mahdi PROMOTION 2019/2020	

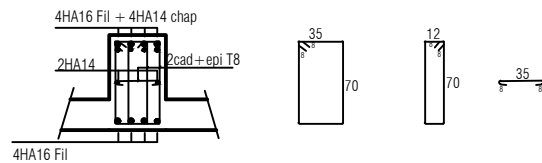
ferrailage des nervures axes A,B,C,D,E,F,G et H niveau
-3,50



coupe 1-1



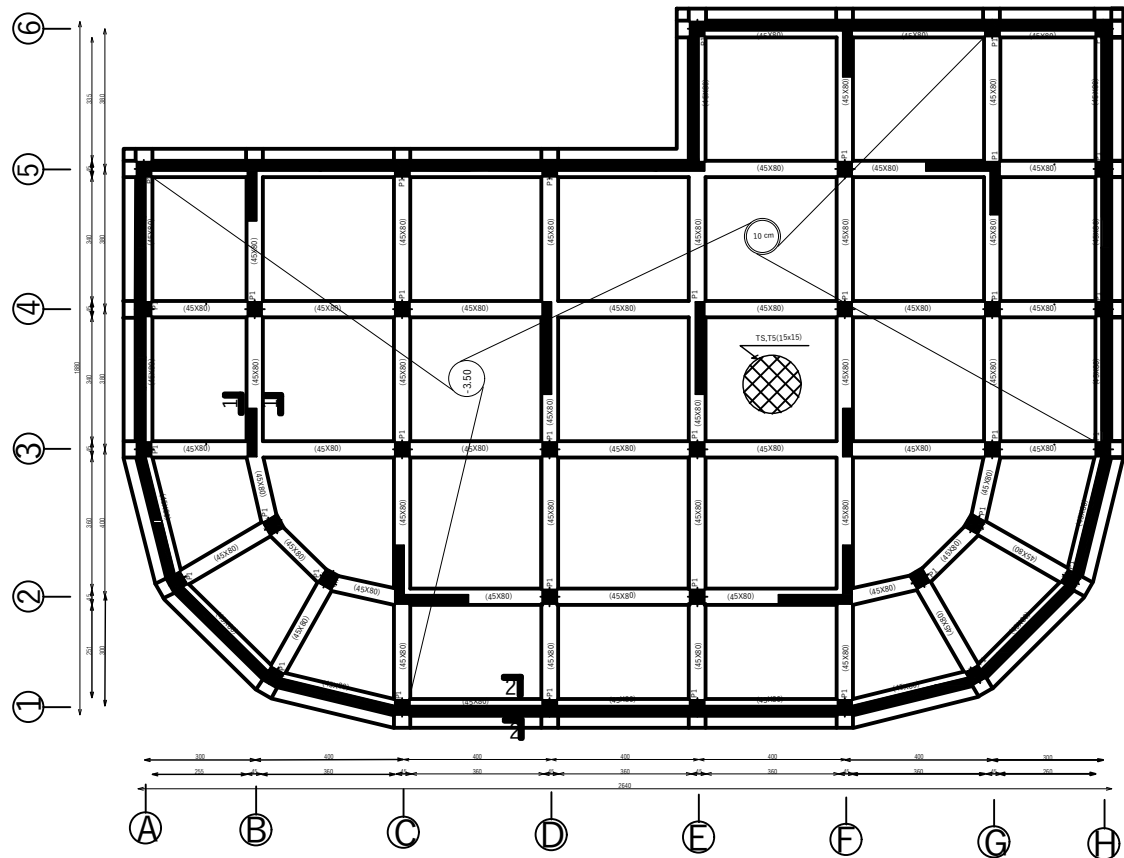
coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :	FERRAILAGE DES NERVURE AXES A,B,C,D,E,F G et H NIVEAU -3,50
Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	
DIRIGE PAR :	Mr MECHLAT El-Mahdi
PROMOTION 2019/2020	
	ECHELLE 1/50

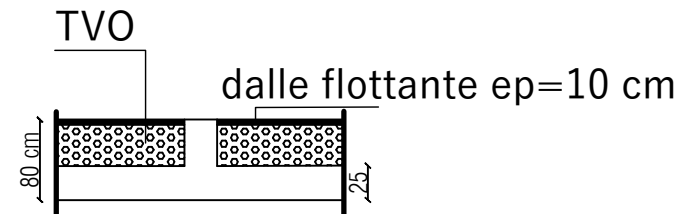
Plan de coffrage de radier niveau -3,50



Coupe 2-2



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Mr TIDJOUIMAT DJILALI Mr IOURZIKENE LOUNES	COFFRAGE DU RADIER NIVEAU -3.5
DIRIGE PAR : Mr MECHLAT El-Mahdi	
PROMOTION 2019/2020	
ECHELLE 1/50	