

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



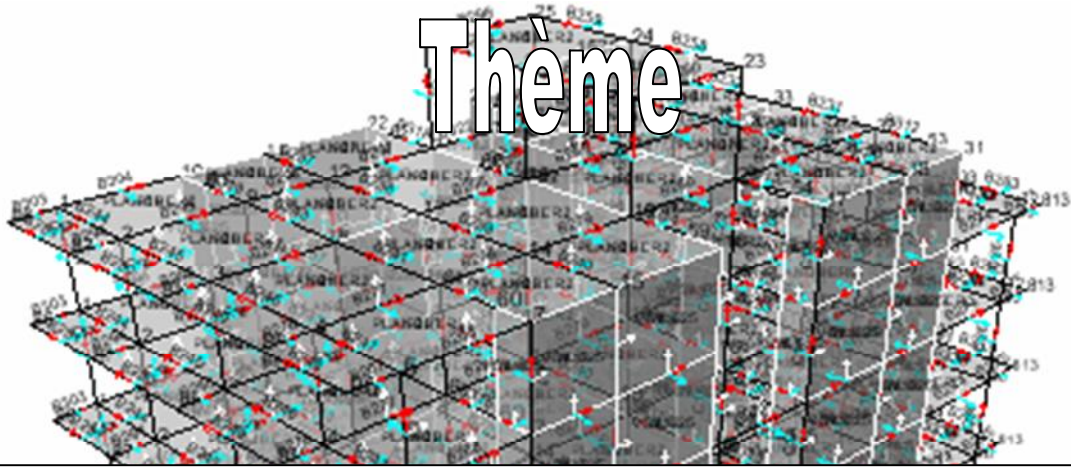
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



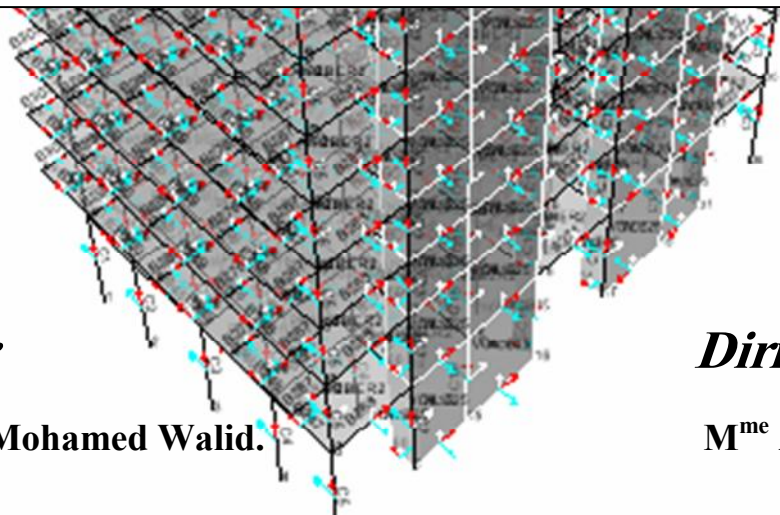
MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme master 2 en Génie civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles.



*Etude d'un bâtiment en R+8+Sous-sol+ mezzanine
+ étage en attique +comble + charpente en bois à
usage multiple contreventé par une ossature mixte
avec interaction.*



Etudié par :

Mr METERFI Mohamed Walid.

Dirigé par:

M^{me} ALKAMA

Remerciements

Tous d'abord, je tiens à remercier mes parents qui m'ont donné la force et le courage nécessaires pour atteindre mes objectifs.

Je tiens à remercier profondément l'architecte, BOUZID Kahina, pour son aide, sa patience et ses précieux conseils.

Je tiens à remercier toute la grande famille de L'UMMTO, spécialement celle de la faculté de génie de la construction et tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à ma formation sans oublier bien sur ma promotrice madame ALKAMA.

Je tiens aussi à remercier tous mes amis (ies), mes camarades et tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

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

Merci à tous.

Dédicaces

Ce modeste travail pour lequel j'ai beaucoup sacrifié pendant de longues années, je le dédie, en premier lieu à **mes très chers parents** qui m'ont aidé et encouragé, c'est à eux que reviennent tous les mérites.

À mon frère (Tarik) et mes sœurs (Fetta, Lynda), et leurs conjoints et mes nièce (**ANYA ET DANYA**) et mon neveu (**ENZO**) ; et les deux qui arriveront (**AXIL ET KANZO**).

À ma très chère tendre fiancée Tina archi qui était tout le temps à mes côtés.

À tous mes camarades militants et syndicalistes de la bonne cause à leur tête (Madjid ; Athmane ; Axil ; Djamel. Yacine...).

À tous mes amis d'enfance, avec qui j'ai traversé toutes les épreuves et qui sont toujours avec moi (Ringo ; Chrif ; August ; Lamson ; KouKourou ; Samir ; Mam...) sans oublier ceux n Tgarit (lhafith et la Klik Ikhetak le Raiii).

À tous mes colocataires de la chambre K52 de Farid jusqu'à mass Yousef et passant par le sas ; Khou Bino ; Mbarek ; Djedi Ferhat ; Lbison ; Madjid et plein d'autre avec qui on a partagé des moments inoubliables.

Arrache n A8 et les ultras d'ATH YANNI tout ceux avec 3klia A.T.A.B

À toute notre promotion et ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de mon mémoire.

En fin à tous ceux que j'ai connu pendant mon magnifique passage à l'UMMTO (Juslinne ; Tina et Dahbia ; Chabane ; Rachid Mezvangi ; Hamou et plein d'autre).

Sommaire

Introduction	1
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	2
Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments	14
Chapitre III: Calcul des éléments secondaires	
➤ III-1- Le plancher.....	31
➤ III-2- La charpente	47
➤ III-3- Les escaliers	53
➤ III-4- Les balcons.....	79
➤ III-5- L'acrotère	85
➤ III-6- La salle machine.....	93
Chapitre IV: Modélisation ETABS	100
Chapitre V: Vérifications RPA	125
Chapitre VI: Ferrailage des poutres	137
Chapitre VII: Ferrailage des poteaux	151
Chapitre VIII: Ferrailage des voiles	179
Chapitre IX: Eude de l'infrastructure	191
Conclusion	
Bibliographie	

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation précédentes à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un R+8+S.SOL+MEZANINE+COMBLE dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les 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 le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I-1- Présentation générale:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+8+S.SOL+MEZANINE+ETAGE EN ATIQUE+COMBLE) à usage multiple (commerces et habitation); ce bâtiment est implanté à TALA ALAM dans la wilaya de TIZI OUZOU, classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Le bâtiment est composé :

- d'un (01) sous-sol à usage de service.
- d'un (01) RDC à usage commercial.
- -d'un (01) mezanine à usage services.
- de huit (08) étages à usage d'habitation.
- -d'un comble habitable en duplex.
- de deux (02) cages d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur.
- d'une (01) charpente en bois.

Ce projet de fin d'étude s'intitule: « Calcul d'un bâtiment (R+8+s.sol+ mezanine +étage en attique+comble) à usage multiples ».

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir:

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment est d'une forme régulière, dont les démissions sont :

En plan :

- longueur totale du bâtiment : 29.40 m.
- largeur totale du bâtiment : 15.55 m.

En élévation:

- hauteur totale du bâtiment : 44.94 m.
- hauteur du sous-sol : 05.40 m.
- hauteur du RDC : 04.08 m.
- hauteur de l'entre sol et des étages courants : 03.06 m.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

- hauteur de l'étage en attique : 03.06 m.
- hauteur du grenier : 04.86 m.

I-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après:

1-L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes,... etc.)

2-Les planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol.

Ses deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique, autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique, qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20 cm (16+4) reposant sur des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

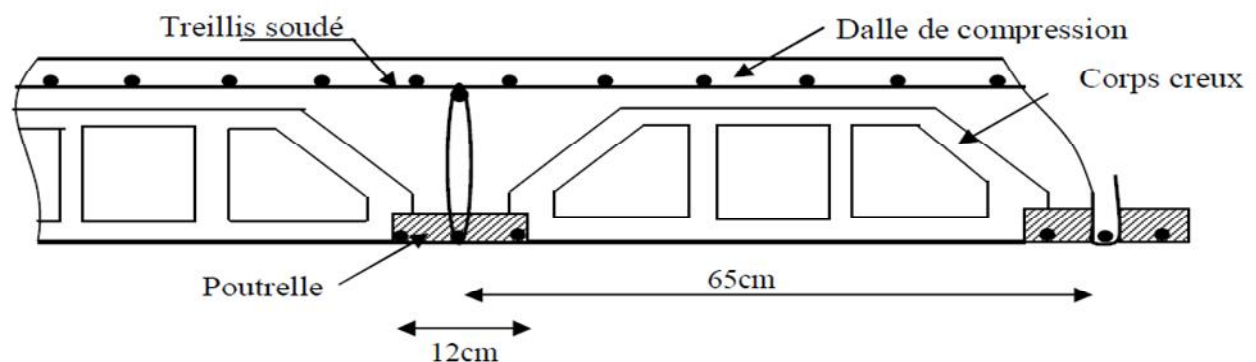


Figure I-1: Les éléments constituant un plancher d'étage courant.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

3-Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui assurent la relation verticale à l'intérieur du projet permettant ainsi d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

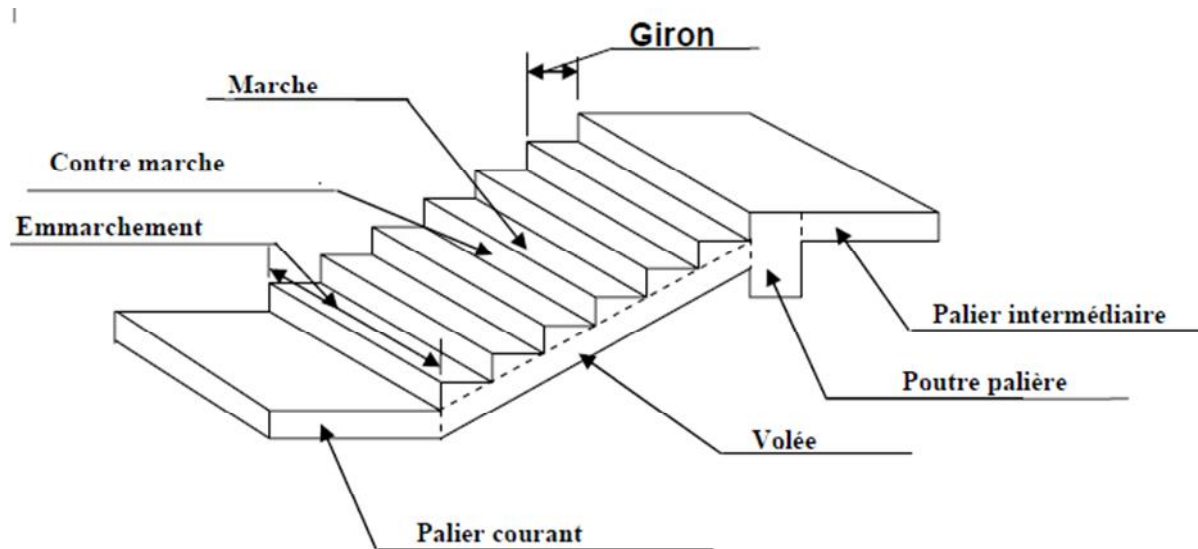


Figure I-2: Principaux termes relatifs à un escalier

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches

Palier de départ

Palier d'arrivée

Dans notre ouvrage, il y a deux cages d'escalier en béton armé, coulées sur place, réparties comme suit :

- Un escalier balancé menant du S.sol vers le RDC.
- Un escalier droit à trois volets allant du RDC vers tous les étages.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

4- Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

5 –Acrotère :

La toiture terrasse qui couvre les quelques parties du projet, sera entourée d'un acrotère réalisé en béton armé de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm.

6-Maçonnerie :

Les murs extérieurs seront en double paroi séparé par une lame d'air de 5cm.les remplissages extérieurs seront en brique de 12 trous, les remplissages intérieurs seront en brique de 08 trous.

7- Toiture :

La toiture comprend :

Charpente:

C'est la structure porteuse, dont les fonctions sont les suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solivettes ou fermettes.

Couverture :

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

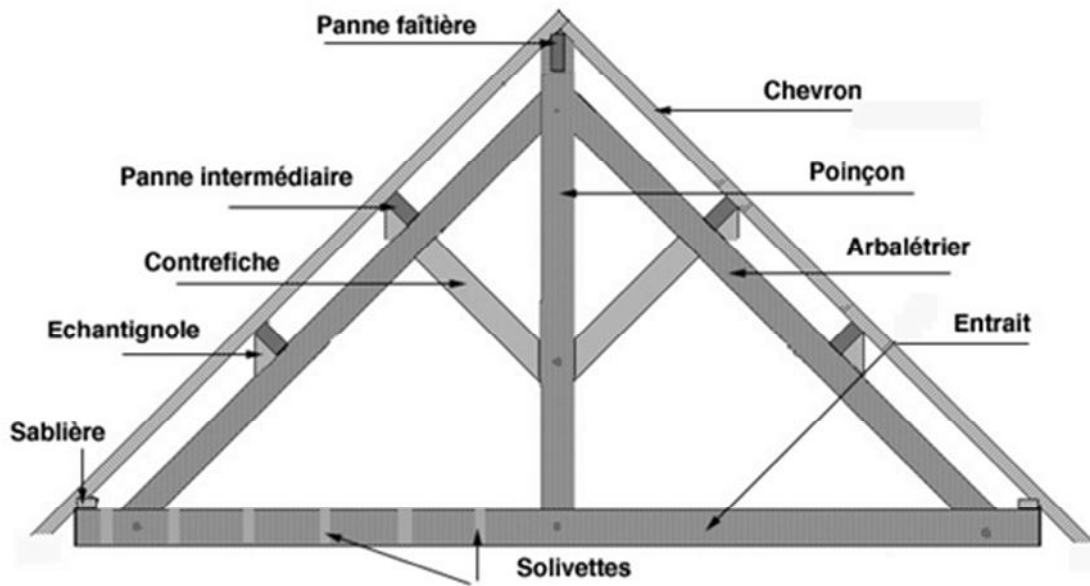


Figure I-3: Exemple de ferme classique.

Pannes : Pièces de charpente prenant appui sur l'arbalétrier et supportant les chevrons.

Liteaux : baguettes de bois clouées sur les chevrons qui reçoit les ergots des tuiles.

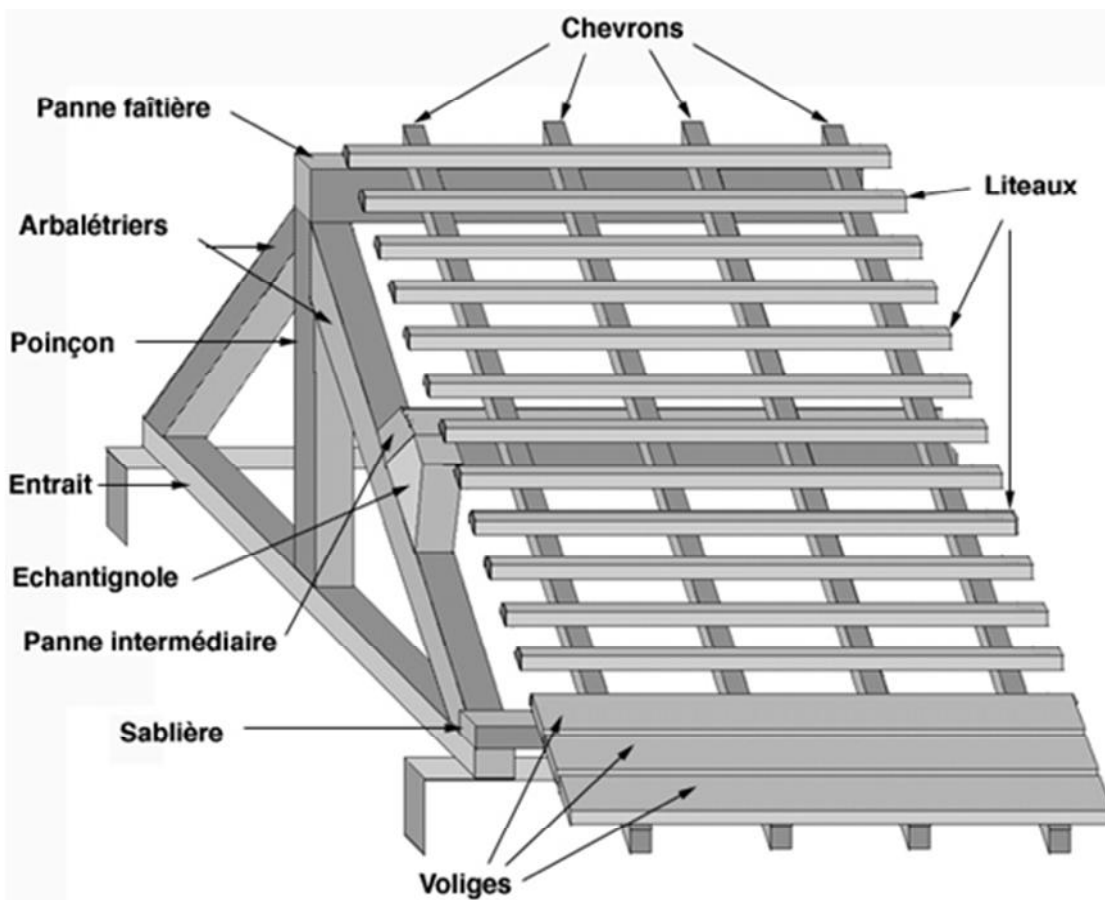


Figure I-4: Exemple de ferme classique.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

8-Enduits :

Enduits extérieurs : les murs extérieurs recevront un enduit au mortier de ciment.

Enduits intérieurs : L'enduit intérieur se fera au mortier de ciment sur une plateforme dans l'ensemble du Rez-de-chaussée ; la cuisine, la salle de bain, les W-C.

Enduit en plâtre : Les plafonds recevant un enduit en plâtre lisse avec une gorge de 10 cm de retombée sur tout le tour des espaces.

9-Revêtement des sols et des murs :

Revêtement des sols : un revêtement des carreaux de Granito 20cm x20cm sera exécuté et posé sur un lit de sable de 03cm d'épaisseur pour tout l'ensemble des locaux.

Les marches, et contremarches d'escalier en recevront également un revêtement en Granito.

Revêtement des murs : Les revêtements de faïence en carreaux de 15 cm x 15cm posée sur mortier de ciment et rejointe au ciment blanc, seront prévus dans la S.D.B ; W.C et à 1m au-dessus du levier de cuisine.

Plinthes : En terre cuite vernissée de 07cm x 20cm. Elles seront posées sur tous les pourtours des locaux.

10- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

11- Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I-4 -Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1- Béton :

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

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

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

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

Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)

Gravions : 800L

Sable : 400L

Ciment : 300 à 400 kg \ m³

Eau de gâchage : 150 à 200 L

Résistance caractéristique du béton à la compression :

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

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

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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

La résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$\text{D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

Module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa. (BAEL 91, art A.2.1, 21)}$$

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

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Module de déformation différée :

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

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa}, \quad (\text{BAEL } 91, \text{ art A.2.1,22})$$

$$\text{Pour } F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation transversale :

Sa formule est :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Coefficient de poisson ν :

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

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

$\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

e) Etats limites :

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

Etats limites ultimes :

Correspond à la limite :

- soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

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

$$F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales et

= 1,15 pour les combinaisons accidentelles

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Avec : γ_b : coefficient de sécurité ;

et : θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,

$= 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

$= 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa

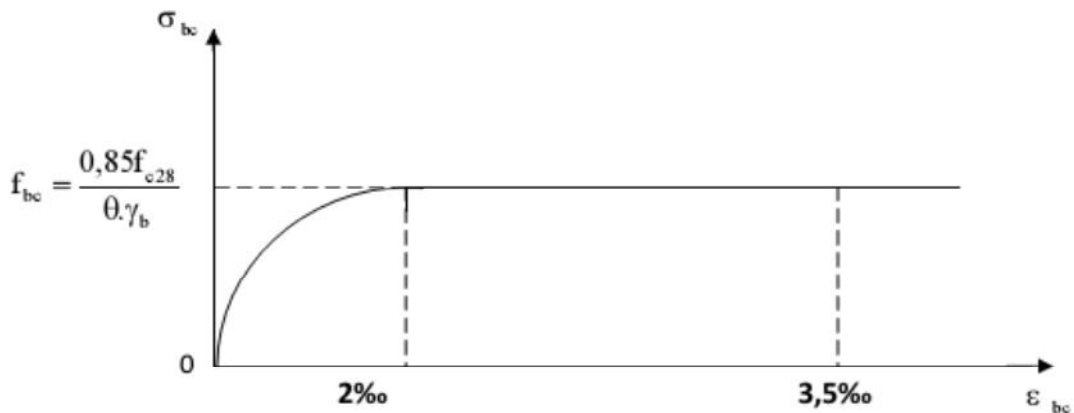


Figure I-5 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'ELU

Remarque : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.

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

Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton.

Etats limites de services :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

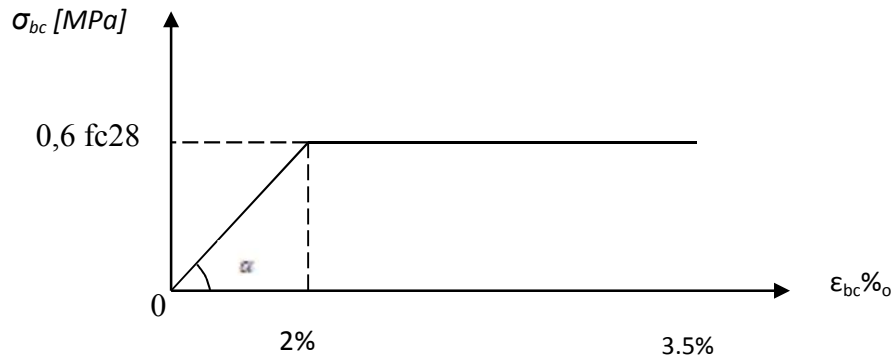


Figure I-6 : diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\mu} = \frac{v_{\mu}}{b_0 d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

v_{μ} : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

2- Acier :

Généralités :

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

Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.

Treillis soudé de type TS520

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

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

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$$

c) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

d) Contraintes limites :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Contrainte limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

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

Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :

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

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5.34] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

Ou η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

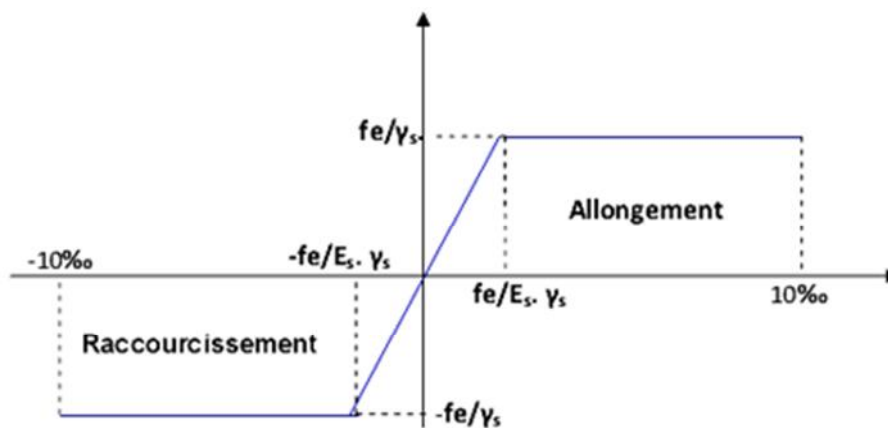


Figure I-7 : diagramme "contrainte - déformation"

e) Protection des armatures :

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

- ❖ $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives.
- ❖ $c \geq 3\text{cm}$ pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- ❖ $c \geq 1\text{cm}$ Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

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

Synthèse :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui vont suivre.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1 Planchers :

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

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

h_{tp} Épaisseur totale du plancher.

L : longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm} \Rightarrow h_{tp} = 18.88 \text{ cm}$

Conclusion :

On opte pour une hauteur de plancher de **(20 cm)** soit **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages.

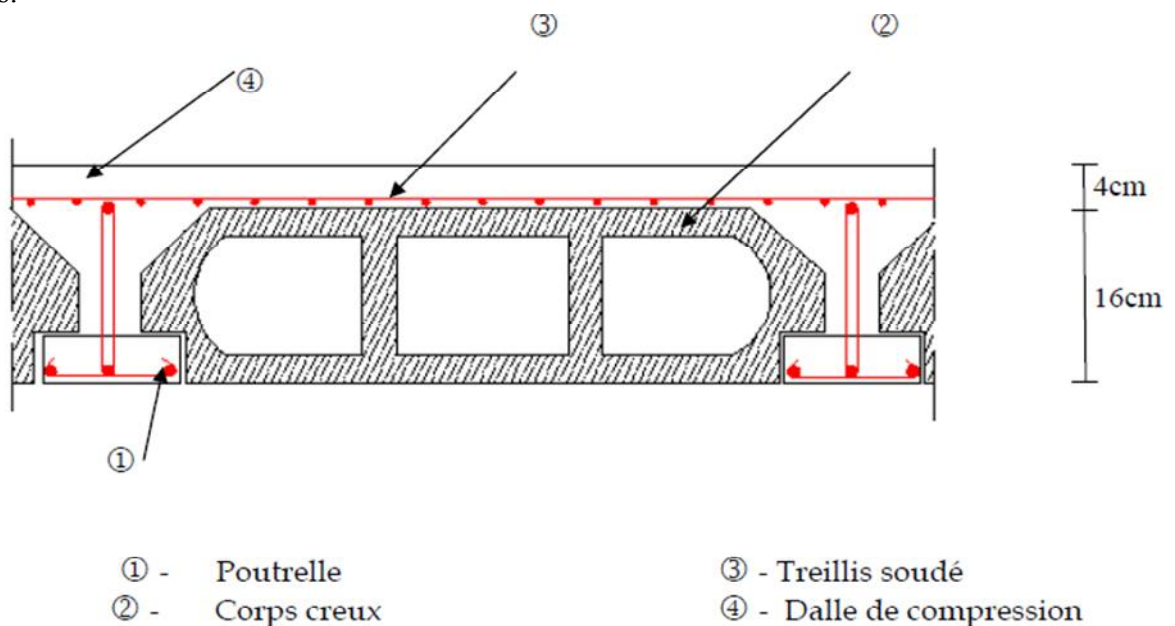


Figure II-1: Coupe transversale du plancher.

II-1-2 Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

➤ **Hauteur:** $L/15 \leq h_t \leq L/10$

Avec, L : la portée libre maximale de la poutre

➤ **Largeur:** $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

II.1.2.1. Poutres principales (A, B....E):

➤ Hauteur :

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

$$(430-25)/15 \leq h_t \leq (430-25)/10$$

$$27 \leq h_t \leq 40.5$$

On prend: **ht = 40 cm**

➤ Largeur :

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

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend **b = 30 cm**

Donc, la section des poutres principales adoptée est : **PP (30×40)** ;

II.1.2.2. Poutres secondaires (1, 2....7) :

➤ Hauteur :

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

$$(450-25)/15 \leq h \leq (450-25)/10$$

$$28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend : **h = 35 cm**

➤ Largeur :

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

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

On prend : **b = 30 cm**

Donc, la section des poutres secondaires adoptée est : **PS (30×35)** ;

II.1.2.3.Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :

Les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

Tableau II-1: vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
Hauteur (cm)	$40 \geq 30$	$35 \geq 30$	vérifié
Largeur (cm)	$30 \geq 20$	$30 \geq 20$	vérifié
Hauteur/largeur	$1.33 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	vérifié

Conclusion : on opte pour les sections suivantes :

Poutres principales (bxh)= (30x40) cm²

Poutres secondaires (bxh)= (30x35) cm²

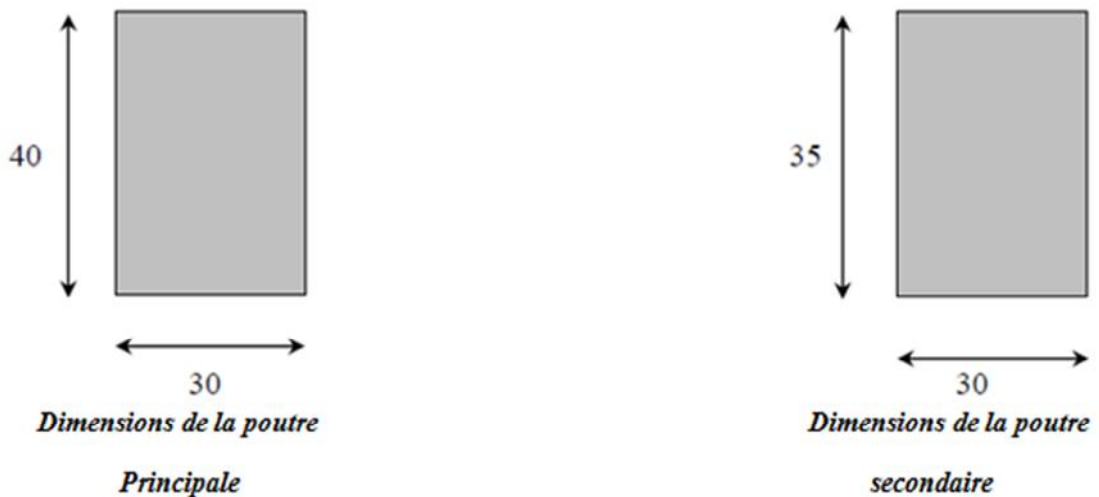


Figure II.2 : Dimensions des Poutres.

II.1.3. Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

- 1- Ils sont porteurs ce qui leurs permet le transfert des charges verticales.
- 2- Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA).

L : longueur du voile.
 a : épaisseur du voile.
 h_e : hauteur d'étage.

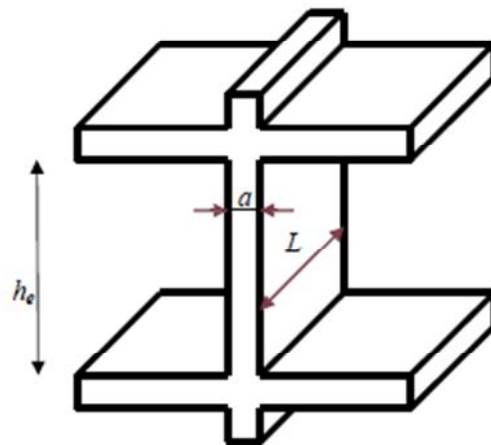
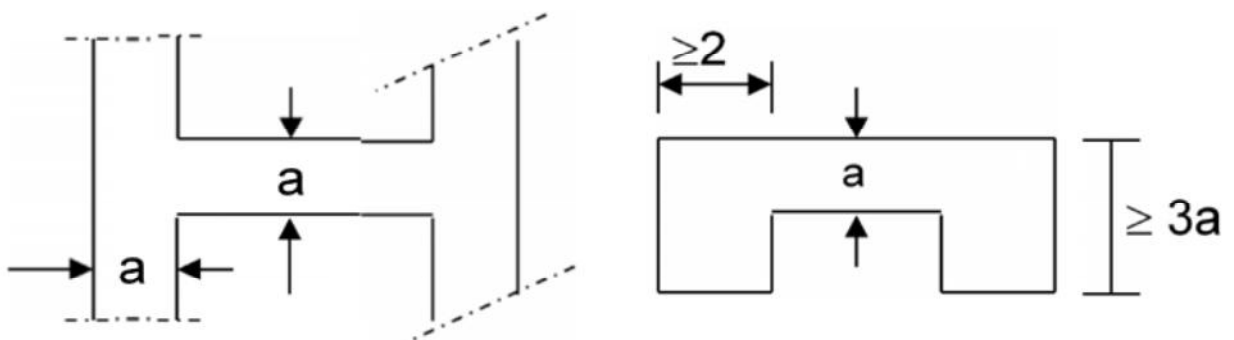


Fig. II.3 : Coupe d'un voile en élévation

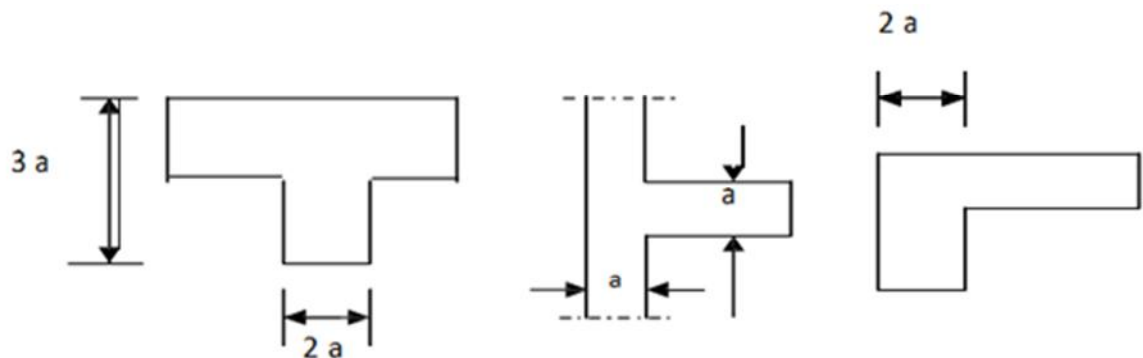
II.1.3.1.Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA 2003]

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous.

- **Cas 1** : $a \geq h_e/25$



▪ Cas 2 : $h_e/22$



▪ Cas 3 : $h_e/20$

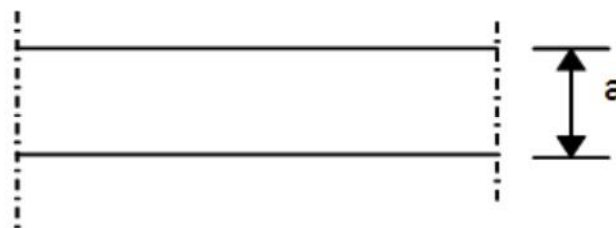


Fig. II.4 : Coupes du voile en plan.

Dans le cas de notre projet, $e \geq h_e/20$

Dans notre projet, la hauteur max d'étage est $h=540$ cm.

Soit $h_e=540-40=500$ cm, d'où 40=retombée de la poutre.

$$e \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

Donc, on adopte une épaisseur de **25cm** pour tous les voiles.

II.1.3.2.Vérification des exigences du RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

- $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

On a: $L_{\min} = 105 \text{ cm} \geq 4(25) = 100 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$e = 25\text{cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

II.1.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b1, h1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b1, h1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq (b1 / h1) \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s . tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau **C5** est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ contrainte admissible de compression du béton égale à 15 MPa.

II.1.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les charges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

a) Charges permanentes :

➤ Toiture :

Tableau II-2 : Charges revenant à la toiture

Eléments constituant la toiture	poids surfacique
Tuiles mécaniques à emboîtement (litesaux compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Gt = 0.5 KN/m²	

Murs pignons : 0.9 KN/m².

➤ Plancher terrasse:

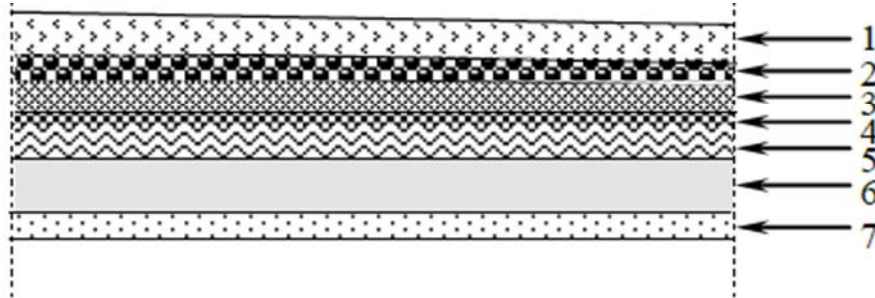


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau II-3: Charges revenant au plancher terrasse.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m3)	G (KN/ m2)
1	Couche de gravillon	5	17.00	0.85
2	étanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Isolation thermique (liège)	4	04.00	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	16+4	14	02.80
7	Enduit plâtre	2	10	0.20
G = 5,68 KN/m²				

➤ Plancher étage courant (corps creux) :

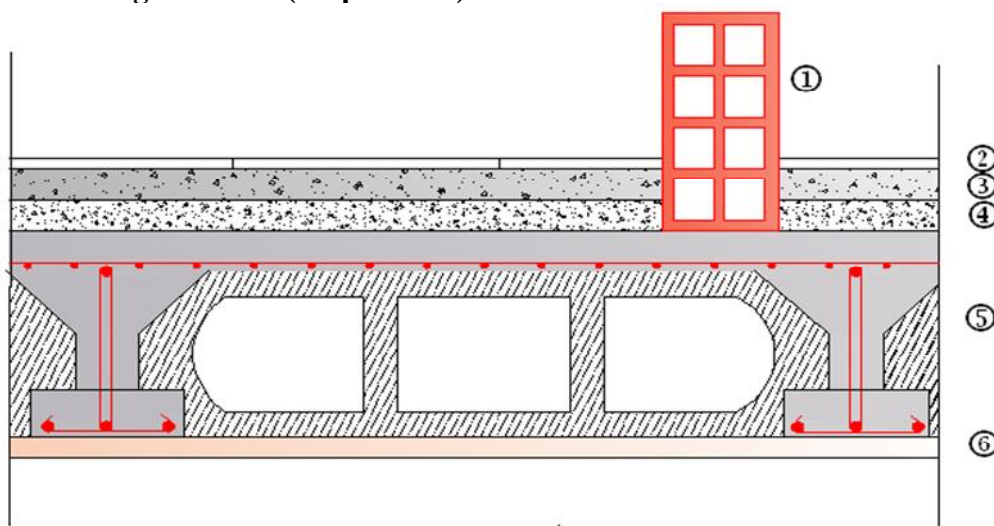


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher à corps creux.

Tableau II-4 : Charges revenant au plancher étage courant

N°	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloisons de séparation interne	10	/	0.9
2	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
6	Enduit plâtre	2	10	0.2
Gc = 5.10 KN/m²				

➤ Maçonnerie :

- Murs extérieurs :

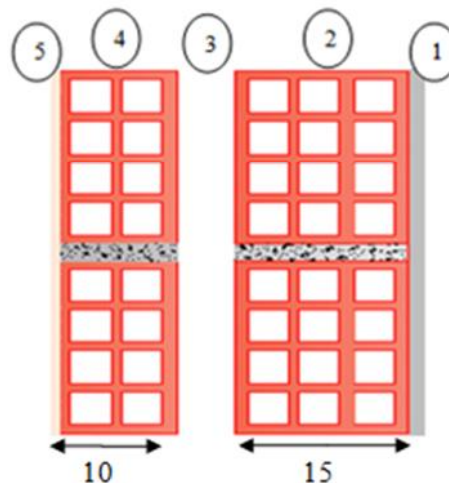


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	2	22	0.44
2	Briques creuses	15	9	1.35
3	Lame d'air	5	-	-
4	Briques creuses	10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2

$G = 2,89$

▪ Murs intérieurs :

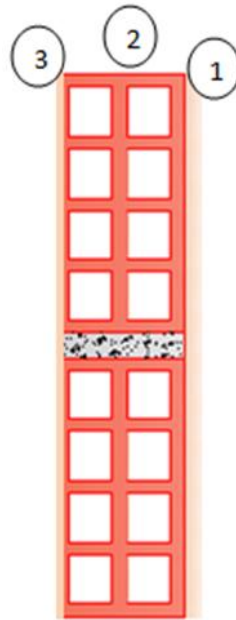


Figure II-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II-6 : Charges revenant aux murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	2	10	0.2
2	Briques creuses	10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	2	10	0.2
				G = 1,3

b) Charges d'exploitation :

Tableau II-7 : charges d'exploitation

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Toiture	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Grenier	2.5
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Plancher entre sol (bureaux)	2.5

Plancher RDC (commercial)	3.5
Plancher SOUS SOL (commercial)	3.5
Escalier	2.5

II.1.4.2.Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer, pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

a)Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité C2 :

➤ **Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : C2

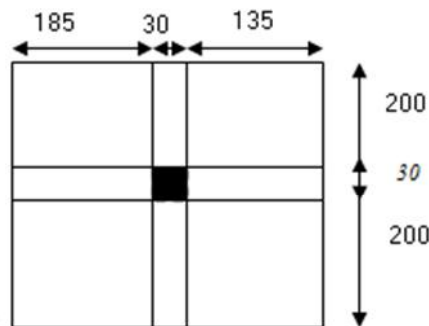


Figure II.9 : Localisation du poteau le plus sollicité C2.

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = 2.00 \times 1.85 = 3.7 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.35 \times 2.00 = 2.80 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.35 \times 2.00 = 2.80 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.02 \times 1.85 = 3.7 \text{ m}^2$$

$$S_t = 3.816 + 2.80 + 3.816 + 2.80 = 13.234 \text{ m}^2.$$

➤ **Surface de la toiture :**

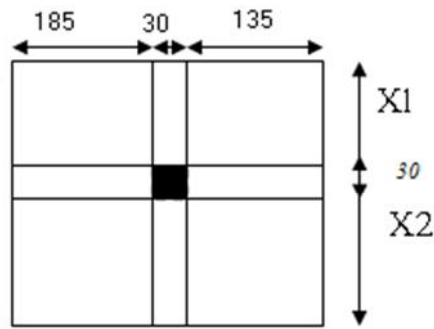


Figure II.10 : Calcul de la surface de la toiture.

On a: $\text{tg } \alpha = 0.91 / 1.96 = 0.464$ D'où $\alpha = 24.90^\circ$

- $X1 = \frac{2.03}{\cos 24.90} = 2.23 \text{ m}$
- $X2 = \frac{2.03}{\cos 24.90} = 2.23 \text{ m}$

Donc:

$$S1 = 1.88 \times 2.23 = 4.19 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.38 \times 2.23 = 3.077 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.38 \times 2.23 = 3.077 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.88 \times 2.23 = 4.19 \text{ m}^2$$

D'où: $S_{\text{charpente}} = S1+S2+S3+S4 = 20, 15 \text{ m}^2$

➤ **Poids propre des éléments :**

• **Toiture :**

$$\text{PP charpente} = G \times S_{\text{charpente}} = 0.5 \times 20.15 = 10.07 \text{ KN}$$

• **Plancher étage courant :**

$$\text{PPC} = 5.10 \times 15.404 = 78.56 \text{ KN}$$

• **Poutres :**

$$\text{Poutres principales : } Pp = (0.3 \times 0.40 \times (4.3-0.25)) \times 25 = 12.15 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } Ps = (0.3 \times 0.35 \times (4.3-0.25)) \times 25 = 10.63 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ PP poutres} = 12.15 + 10.63 = 22.78 \text{ KN}$$

• **Poteaux :**

$$\text{Poteau du S.S : } PP_{S.S} = (0.25 \times 0.25 \times 5.4) \times 25 = 8.43 \text{ KN}$$

Poteau du RDC : $PP_{RDC} = (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$

Poteaux d'entre sol et étages : $PP \text{ étages} = (0.25 \times 0.25 \times 3,06) \times 25 = 4.781 \text{ KN}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- Toiture : $Q_0 = 1 \times 20.15 = 20.15 \text{ KN}$
- Comble : $Q_1 = 2.5 \times 15.404 = 38.51 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 \dots = Q_9 = 1.5 \times 15.404 = 23.106 \text{ KN}$
- Plancher mezzanine : $Q_{10} = 2.5 \times 15.404 = 38.51 \text{ KN}$
- Plancher RD, S.SOL : $Q_{11} = Q_{12} = 3.5 \times 15.404 = 53.914 \text{ KN}$

b) Loi de dégression des surcharges:

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$\sum n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 15)

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.

En raison du nombre d'étage qui compose le projet étudié $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression, cas de charges d'exploitation différentes en étage.

➤ **Coefficients de dégression de surcharge :**

Niveau	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65	0.636	0.625	0.615	0.667

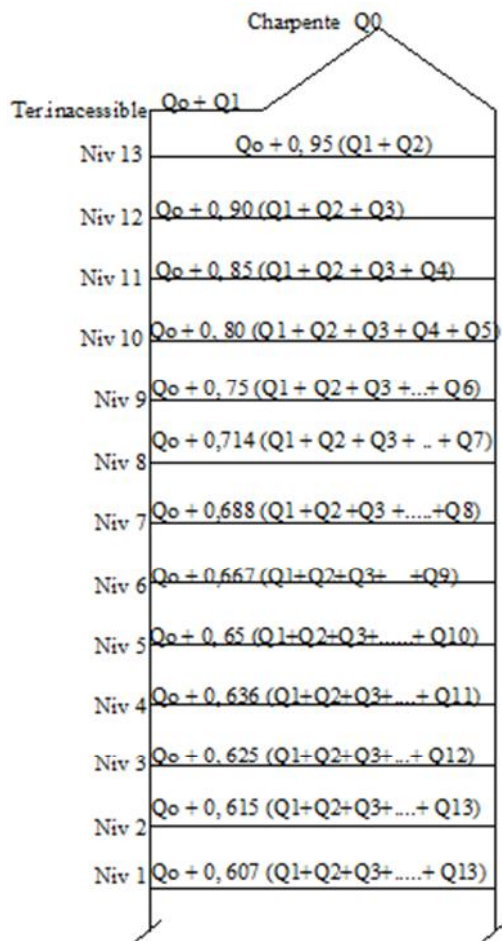


Figure II.11 : charge d'exploitation cumulée.

c) Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

14^{eme} $Q_0 = 20.15 \text{ KN}$

13^{eme} $Q_0 + Q_1 = 20.15 + 38.51 = 58.66 \text{ KN}$

12^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 20.15 + 0.95 (38.51 + 23.106) = 78.68 \text{ KN}$

11^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20.15 + 0.9 (38.51 + 2 \times 23.106) = 96.39 \text{ KN}$

10^{eme} $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20.15 + 0.85 (38.51 + 3 \times 23.106) = 118.80 \text{ KN}$

9^{eme} $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20.15 + 0.8 (38.51 + 4 \times 23.106) = 124.89 \text{ KN}$

8^{eme} $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 20.15 + 0.75 (38.51 + 5 \times 23.106) = 135.68 \text{ KN}$

7^{eme} $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 20.15 + 0.714 (38.51 + 6 \times 23.106) = 146.63 \text{ KN}$

6^{eme} $Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 20.15 + 0.688 (38.51 + 7 \times 23.106) = 157.92 \text{ KN}$

5^{eme} $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 20.15 + 0.667 (38.51 + 8 \times 23.106) = 169.12 \text{ KN}$

4^{eme} $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 20.15 + 0.65 (38.51 + 9 \times 23.106) = 180.35 \text{ KN}$

3^{eme} $Q_0 + 0,636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 20.15 + 0.636 (38.51 + 9 \times 23.106 + 38.51) = 201.39 \text{ KN}$

2^{eme} $Q_0 + 0,625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 20.15 + 0.625 (38.51 + 9 \times 23.106 + 38.51 + 53.914) = 231.95 \text{ KN}$

1^{eme} $Q_0 + 0,615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 20.15 + 0.615 (38.51 + 9 \times 23.106 + 38.51 + 2 \times 53.914) = 261.72 \text{ KN}$

d) Dimension des sections du poteau (C2) :

Tableau II-8 : récapitulatif de la descente de charge

Niv	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations		Efforts normaux	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids Plancher	Poids Poteau	Poids Poutre	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_{cum}	N=GC+QC (KN)	S=N/bc	S adoptée
11	10.07	/	/	10.07	10.07	20.15	20.15	30.22	/	/
10	78.56	4.781	22.78	106.121	116.191	38.51	58.66	174.851	116.57	30x30
9	78.56	4.781	22.78	106.121	222.312	23.106	81.766	304.078	202.72	30x30
8	78.56	4.781	22.78	106.121	328.433	23.106	104.872	433.305	288.87	30x30
7	78.56	4.781	22.78	106.121	434.554	23.106	127.978	562.532	375.02	30x30
6	78.56	4.781	22.78	106.121	540.675	23.106	151.084	691.759	461.17	35x35
5	78.56	4.781	22.78	106.121	646.796	23.106	174.19	820.986	547.32	35x35
4	78.56	4.781	22.78	106.121	752.917	23.106	197.296	950.213	633.47	40x40
3	78.56	4.781	22.78	106.121	859.038	23.106	220.402	1079.44	719.62	40x40
2	78.56	4.781	22.78	106.121	965.159	23.106	243.508	1208.667	805.78	45x45
1	78.56	4.781	22.78	106.121	1071.28	23.106	266.614	1337.894	891.93	45x45
MEZ	78.56	4.781	22.78	106.121	1177.401	38.51	305.124	1482.525	988.35	50X50
RDC	78.56	6.375	22.78	107.715	1285.116	53.914	359.038	1644.154	1096.10	50X50
S.S	78.56	8.43	22.78	109.77	1394.886	53.914	412.952	1807.838	1205.22	55X55

e) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

Tableau II-9 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

POTEAUX	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	Observations
30x30	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h=30/30=1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h=35/35=1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h=45/45=1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h=45/45=1	Condition vérifiée
50x50	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=50	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=408/20=20.4 he/20=306/20=15.3	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	b/h=50/50=1	Condition vérifiée
55x55	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=55	Condition vérifiée

	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=540/20=27	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h=50/50=1	Condition vérifiée

Conclusion :

Les sections de poteaux adoptées sont :

- ✓ Sous-sol (55x55) cm²
- ✓ RDC, Mezzanine (50x50) cm²
- ✓ Niveau 1, 2 (45x45) cm²
- ✓ Niveau 3,4 (40x40) cm²
- ✓ Niveau 5,6 (35x35) cm²
- ✓ Niveau 7,8,9 (30x30) cm²

Remarque :

On a majoré les sections des poteaux pour les raisons suivantes :

- ✓ La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme.
- ✓ Pour ce pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- ✓ Pour une meilleure disposition des armatures.

f) Vérification au flambement : BAEL 99 a Art : B.8.3

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

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec : λ l'élançement des poteaux

L_f: longueur de flambement (L_f= 0,7 L₀).

L₀ : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$)

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = b^3h/12$; $I_{xx} = bh^3/12$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I_{yy}/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement : $\lambda = 2.425L_0/b$.

Tableau II-10 : Vérification au flambement : BAEL 99 aArt : B.8.3

Condition	Niv	Poteau	L0(M)	B(M)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425H_0/b \leq 50$	S.S	55x55	5.40	0.55	23.80	Vérifié
	RDC	50x50	4.08	0.50	19.78	Vérifié
	Mezzanine	50x50	3.06	0.50	14.84	Vérifié
	1,2	45x45	3.06	0.45	16.49	Vérifié
	3,4	40x40	3.06	0.40	18.55	Vérifié
	5,6	35x35	3.06	0.35	21.20	Vérifié
	7,8 en attique	30x30	3.06	0.30	24.73	Vérifié
	9 Comble	30x30	2.63	0.30	21.25	Vérifié

Conclusion :

La condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Synthèse :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ✚ Hauteur du plancher en corps creux → $ht = 20$ cm.
- ✚ Epaisseur des voiles : $e = 25$ cm.
- ✚ Section des poutres :
 - Poutres principales → (30×40) cm².
 - Poutres secondaires → (30×35) cm².

✚ Section des poteaux :

- Sous-sol $\Rightarrow (55 \times 55) \text{ cm}^2$
- RDC, Mezzanine $\Rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- Niveau 1, 2 $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Niveau 3, 4 $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- Niveau 5, 6 $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$
- Niveau 7, 8, 9 $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui vont suivre.

Chapitre III

Calcul des éléments

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.les planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont d'une section en T_e, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III.1.1. la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TLE520, ayant pour but de :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- ✓ 20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.
- ✓ 30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.

III.1.1.1.Ferraillage de la dalle de compression :

a)Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa.

Dans notre cas $L' = 65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2 / \text{ml}] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\Rightarrow A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } A_{//} = 4T5 / \text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.2. Calcul des poutrelles :

III.1.2. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

🚧 Chargement :

- Le poids propre de la poutrelle $G_1 = S \times W_b$

$$\dots\dots\dots G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

- Le poids de corps creux $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,6175 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de la main d'œuvre $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$\Rightarrow \text{Charge permanente ; } G = 0,12 + 0,6175 = 0,7375 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Charge d'exploitation ; } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

🚧 Ferrailage à l'état limite ultime ELU :(fissuration non préjudiciable)

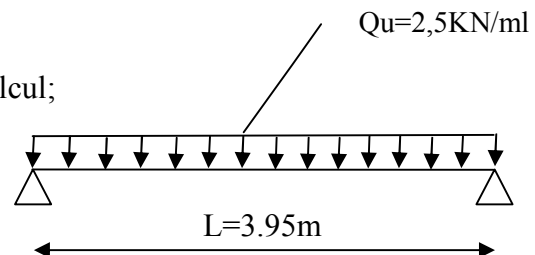
On prend la travée la plus longue pour le calcul;

$$\text{On a : } L = 450 - 55 = 395 \text{ cm}$$

La combinaison de charge à l'ELU ;

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,449 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

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



▪ Le moment isostatique :

$$\text{A mis travée : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,95^2}{8} = 4,90 \text{ KN.ml}$$

▪ L'effort tranchant :

$$\text{Sur appui : } T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 4,94 \text{ KN}$$

▪ Calcul d'armatures :

Soit l'enrobage $c=2\text{cm} \Rightarrow$ La hauteur utile $d=h-c = 4-2 = 2\text{cm}$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,90 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,02)^2 \times 14,16} = 7,20$$

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

Conclusion:

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étai intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

III.1.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul est conduit, on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encadrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre. Elle supporte son poids propre et le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

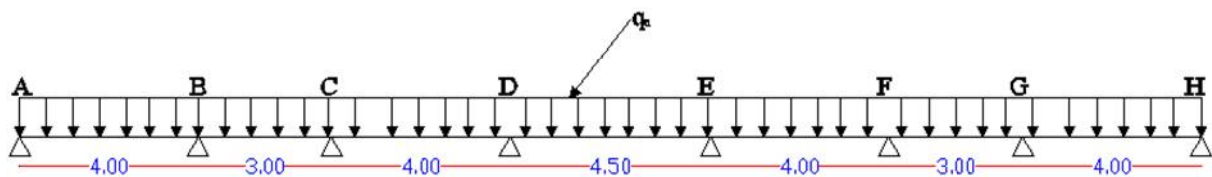


Fig. III.1: Schéma statique de la poutrelle

a) Dimensionnement de la dalle de compression :

$h = 16 + 4 = 20$ cm la hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4$ cm, la hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure.

✚ Détermination de la largeur de la table de compression : [Art .A.4.1.3....BAEL 91]

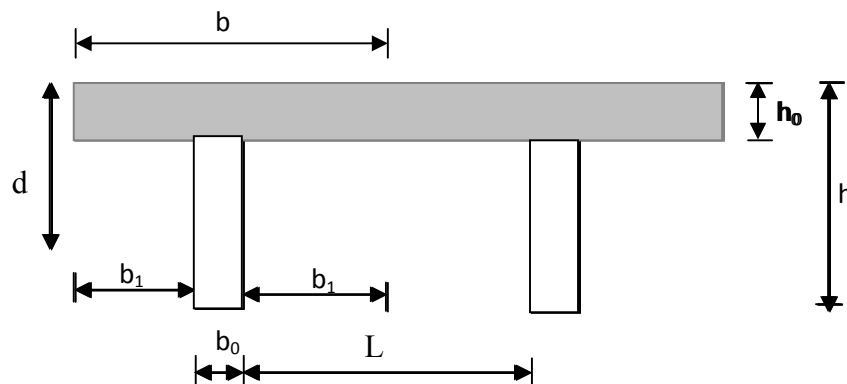


Fig.III.2 : construction de la section en T

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- **Largeur de la table à mi- travée :**

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

$$\diamond b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{395}{10} = 39.5 \text{ cm}$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{450}{2} \right) = 150 \text{ cm}$$

$$\diamond b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} X \Rightarrow b_1 \leq \frac{450 + 395}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{450}{2} \right) = 171.12 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26.5; 39.5; 150 ; 171,12)$$

Donc : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

$b = 65 \text{ cm}$

Avec :

L_o : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ($l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

x : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

L_1, L_2 : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

L : largeur de la plus grande portée ($L = 4,50 \text{ m}$)

b) Charges et surcharges :

✚ Plancher d'étage courant :

- Poids du plancher : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$
- charges d'exploitation $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \dots \dots \dots q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,932 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow q_u = 5,932 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \dots \dots \dots q_s = G + Q = 4,29 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow q_s = 4,29 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

✚ Plancher à usage commercial :

- Poids de plancher : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$
- charges d'exploitation $Q = 3.5 \times 0.65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

➤ Combinaison de charges :

$$\text{ELU} \dots \dots \dots q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,887 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow q_u = 7,89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} \dots \dots \dots q_s = G + Q = 5,6 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow q_s = 6,6 \text{ KN/ml}$$

Pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable.

c) Choix de la méthode de calcul :

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

H_1 : La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,315 = 6.63 \text{ KN / mL}$$

$$Q = 2,6 \leq \max \left\{ 6.63 ; 5 \right\} = 7,384 \text{ KN / mL} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow La condition est vérifiée

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{3} = 1.33 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3}{4} = 0.75 \quad ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4}{4.5} = 0.88 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

H_4 : La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Compte tenu de non satisfaction de l'hypothèse H_3 , on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela, on doit appliquer une méthode exacte ; la méthode des trois moments.

d) Rappel sur la méthode des trois moments :

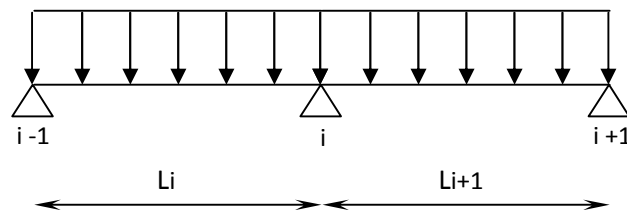
➤ Moment aux appuis :

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6 EI (W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i , M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement.



➤ Moment en travées :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} X \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ Efforts tranchants :

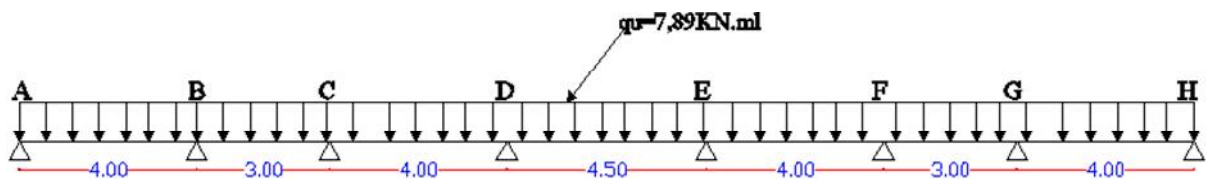
$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

$$\text{Pour } X = i+1 \rightarrow T(i+1) = \frac{-q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

e) Calcul des efforts à l'ELU :

Les résultats suivants sont obtenus à l'aide du logiciel MATLAB.



FigIII.3. Schéma statique de la poutre à 7 travées

➤ Moments aux appuis :

Les moments aux appuis de rive sont nuls ; $M_1 = M_8 = 0$ (appuis doubles)

- appui $i = A$; $8M_A + 4M_B = -126,24$
- appui $i = B$; $4M_A + 14M_B + 3M_C = -179,5$
- appui $i = C$; $3M_B + 14M_C + 4M_D = -179,5$
- appui $i = D$; $4M_C + 17M_D + 4,5M_E = -306$
- appui $i = E$; $4,5M_D + 17M_E + 4M_F = -306$
- appui $i = F$; $4M_E + 14M_F + 3M_G = -179,5$
- appui $i = G$; $3M_F + 14M_G + 4M_H = -179,5$
- appui $i = H$; $4M_G + 8M_H = -126,24$

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants :

$$M_A = M_H = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = -7,83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -7,48 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -11,87 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Remarque :

1-La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.

2- Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive, on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient **0,3**.

➤ **Moments corrigés** : On aura donc ;

▪ **Aux appuis:**

$$M_A = M_H = -11,87 \times 0,3 = -3,56 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_G = -7,83 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_F = -7,48 \text{KN.m}$$

$$M_D = M_E = -11,87 \text{KN.m}$$

▪ **En travées :**

$$\text{Travée AB} \quad X = 1,86 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tAB} = 10,15 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \quad X = 1,50 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tBC} = 1,22 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \quad X = 1,86 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tCD} = 6,18 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE} \quad X = 2,25 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tDE} = 8,10 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée EF} \quad X = 2,14 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tEF} = 6,18 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée FG} \quad X = 1,48 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tFG} = 1,22 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée GH} \quad X = 2,14 \text{ m} \quad \Rightarrow M_{tGH} = 10,15 \text{KN.m}$$

➤ **les efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = 14,71 \text{ KN} \\ T_e = -16,85 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 11,95 \text{ KN} \\ T_e = -11,72 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 14,68 \text{ KN} \\ T_e = -16,88 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 17,75 \text{ KN} \\ T_e = -17,75 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 16,88 \text{ KN} \\ T_e = -14,68 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} T_w = 11,72 \text{ KN} \\ T_e = -11,95 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée GH :

$$\begin{cases} T_w = 16,85 \text{ KN} \\ T_e = -14,71 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant :**

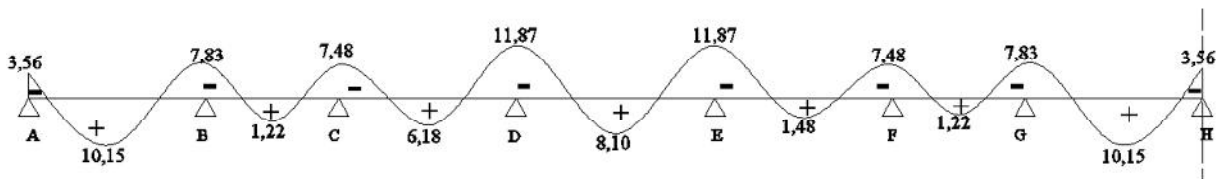


Fig.III.4 : Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m)

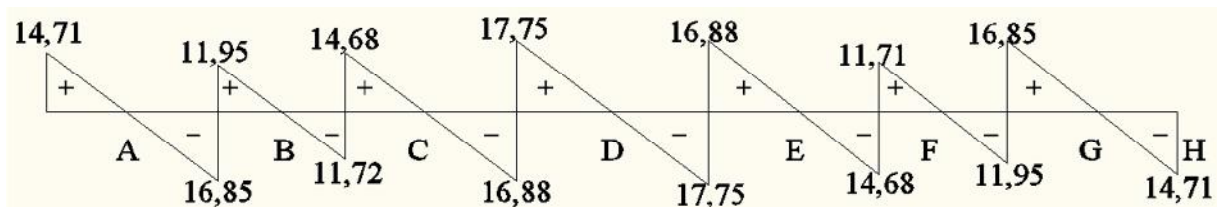


Fig.III.5 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)

f) Ferrailage :

La poutrelle sera ferrillée à l'ELU et vérifiée à l'ELS sous le moment max, en travées et sur appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1-Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le moment maximal en travée est :

$$M_{\max}^t = 10,15 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

Si $M_t^{\max} > M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si $M_t^{\max} < M_{\text{tab}}$; l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$M_{\text{tab}} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,16 \times 10^3$$

$$M_{\text{tab}} = 58,90 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M_{\text{tab}} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b = 65 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,15}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,16 \cdot 10^3} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,15}{0,983 \times 0,18 \times 348} \cdot 10 = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

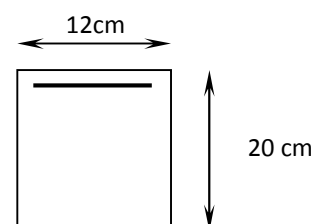
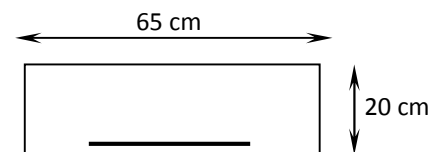
Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 11,87 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,87}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,16 \cdot 10^3} = 0,215 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,215 \rightarrow \beta = 0,877$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.87}{0,877 \times 0,18 \times 348} \times 10 = 2.16 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeau

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = \min \left\{ 0,57 ; 1,2 ; 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

θ_ℓ^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre Ø6 avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,67 \text{ cm}^2$

➤ Calcul d'espacement :

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

Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

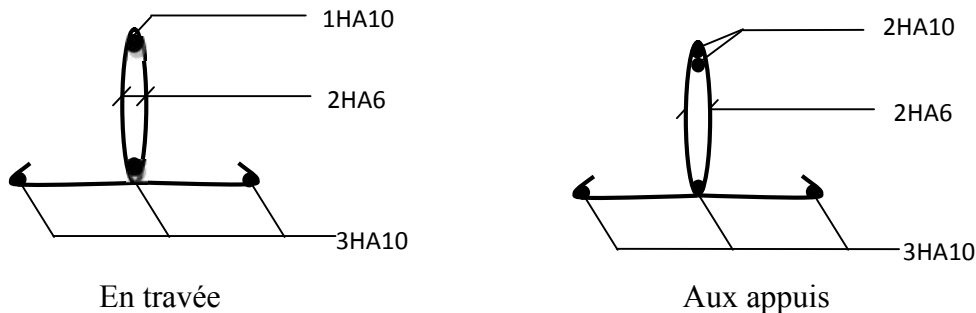


Fig.III.6 : Plan de ferrailage de la poutrelle en travées et aux appuis

➤ Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23); ancrage rectiligne :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s , dite **longueur de scellement droit**.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

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

Avec : τ_{su} : contrainte d'adhérence

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2_s f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ pour HA, ψ_s : coefficient de sellement

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400 ;

$$\frac{L_s}{\phi} = 35,3$$

Pour $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,3 \text{ cm}$; soit $L_s = 35 \text{ cm}$

g) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité(BAEL 91,A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement:**

Fissuration peu nuisible, on doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17,75 \times 10}{12 \times 18} = 0,822 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,822 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h) Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$q_s = G+Q = 5,60 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 7,89 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,60}{7,89} = 0,7097$$

➤ **Moments fléchissant :**

- Sur appuis : $M_{ser}^a = 11,87 \times 0,7097 = 8,42 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ser}^t = 10,15 \times 0,7097 = 7,20 \text{ KN.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

➤ Vérification de la résistance à la compression du béton :

▪ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,859 \\ K = 0,048 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}^a}{\beta_1 \times d \times A^a}$$

$$\sigma_s = \frac{8,42 \times 10^3}{0,859 \times 18 \times 2,26} = 240,97 \text{ MPa}$$

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

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,048 \times 240,97 = 11,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,57 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K = 0,05 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{7,20 \times 10^3}{0,05 \times 18 \times 2,36} = 198 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,05 \times 198 = 9,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,90 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{\ell} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

▪ Calcul de la flèche :

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

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865$ MPa)

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

▪ Calcul des paramètres :

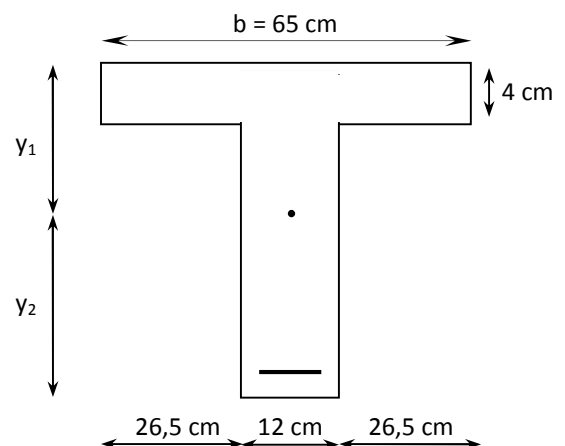
$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,36 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 20261,2 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,36) = 1207,4 \text{ cm}^2$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_x}{B_0}$

$$y_1 = \frac{20261,2}{1207,4} = 16,78 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 16,78 = 3,22 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 65679,04 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,09 \cdot 10^{-2}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 198 \text{ MPa}$

▪ **Calcul des coefficients :**

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 198 + 2,1} ; 0 \right) = 0,657$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 1,09 \cdot 10^{-2}} = 1,5$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 65679,04}{1 + (0,657 \times 1,5)} = 36387,28 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7,20 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,865 \times 36387,28 \times 10^4} = 2,93 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

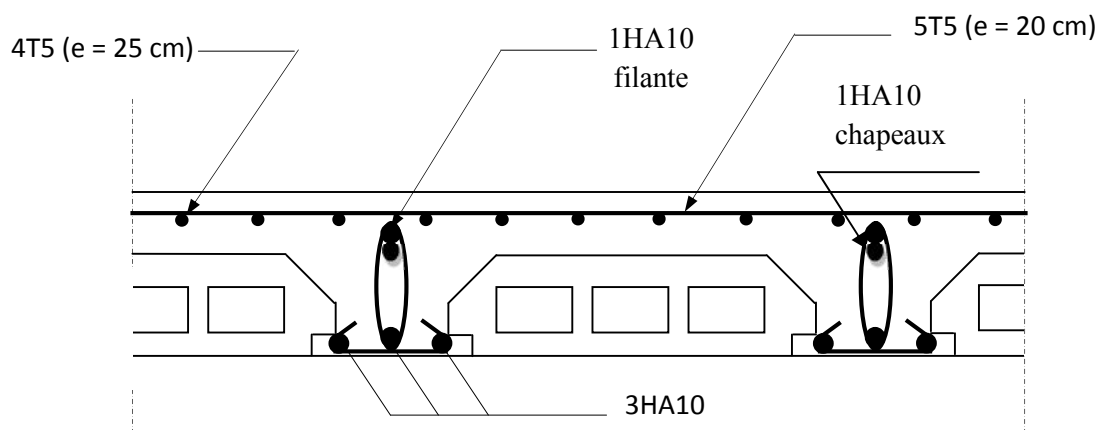


Fig III.7 : Plan de ferrailage du plancher

III.2.Calcul de la charpente :

Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés de $\alpha_1=25^\circ$ et $\alpha_2=24^\circ$, et repose de part et d'autre sur des murs pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leur résistance sous les différentes sollicitations.

III.2.1.Détermination des charges :

➤ Charges permanentes :

- Poids des tuiles et des liteaux 0.40 KN/m²
- Poids des pannes et des chevrons.....0,10KN/m²

➤ Charges d'exploitations :

- Poids de la neige1 Kn/m²

Pour 1m², nous avons une panne et deux chevrons, dont leurs sections respectivement sont (100 × 300) mm² et (55 × 75) mm² ; tout en sachant que leurs poids propre est de 0.1 KN/m².

➤ Poids de la panne :

$$p_p = (0.100 \times 0.300) \cdot \rho_b \quad \text{avec} \quad \rho_b = 6 \text{KN/m}^3 \quad (\text{DTR BC.22})$$

$$p_p = (0.100 \times 0.300) \times 6 = 0,18 \text{KN/ml}$$

➤ Poids du chevron :

$$P_c = (0.055 \times 0.075) \times 6 = 0.025 \text{KN/ml}$$

➤ Poids des liteaux

$$P_l = (0.03 \times 0.04) \times 6 = 0,0072 \text{KN/ml}$$

III.2.2.Combinaison des charges :

La combinaison de charge à considérer est donnée par :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

III.2.3. Détermination des efforts revenant aux différents éléments :

a) Efforts revenants aux pannes q_p :

L'espace des pannes est pris égal à 1.00m
 La portée des pannes est de 4.30m
 $G_p = 0.18 + (0.025 \times 2) + 0.4 \times 1 = 0.63 \text{ KN/ml}$
 On déduit : $q_p = 1.35 \times 0.63 + 1.5 \times 1 \times 1 = 2.35 \text{ KN/ml}$

b) Efforts revenants aux chevrons q_c :

Espaces des chevrons : $e = 0.50\text{m}$
 Portée des chevrons : $L_c = 1.00\text{m}$
 $G_c = 0.025 + 0.4 \times 1/2 = 0.225 \text{ KN/ml}$
 D'où : $q_c = 1.35 \times 0.225 + 1.5 \times 1 \times 1/2 = 1.05 \text{ KN/ml}$

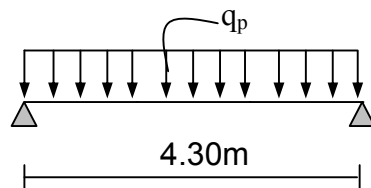
c) Efforts revenants aux liteaux :

Espace des liteaux : $e = 0.32 \text{ m}$
 Portée des liteaux : $L_L = 0.50\text{m}$
 $G = 0.4 \text{ KN/m}^2$
 D'où : $q_L = 1.35 (0.4 \times 0.32) + (1.5 \times 1 \times 0.32) = 0.653 \text{ KN/ml}$

III.2.4. Calcul de la panne :

a) Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :



b) Vérification de la section de la panne

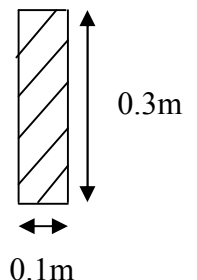
La section de la panne est de $(100 \times 300) \text{ mm}^2$

c) vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{Mf_x}{Ix'x'/v} + \frac{Mf_y}{Iy'y'/v} \leq \bar{\sigma}_f$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion déviée est de :

$$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$



d) Calcul des moments de flexion

Suivant $x'x$: $M_{fx} = 1/8 q_{px} \times L_p^2$

Suivant $y'y$: $M_{fy} = 1/8 q_{py} \times L_p^2$

e) Détermination des deux composantes de q_p suivant $x'x$ et $y'y$

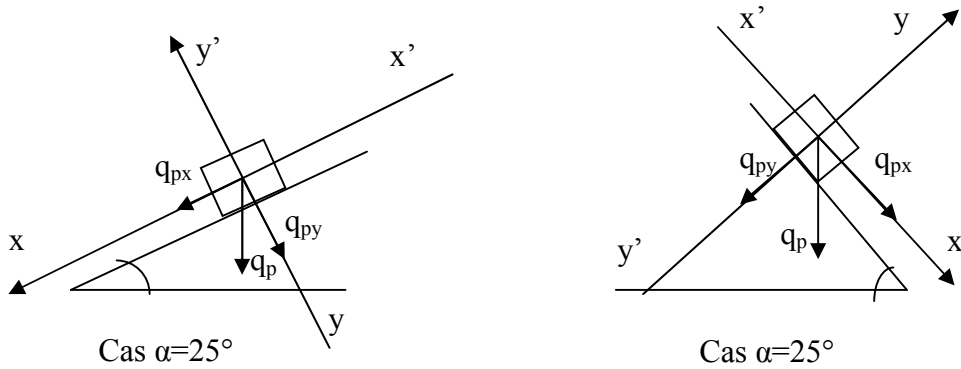


Figure III.2.1 Schéma statique de la panne

f) $\alpha=25$

Suivant $x'x$: $q_{px} = q_p \sin \alpha = 2.35 \times 0,422 = 0,99 \text{ KN/ml}$

Suivant $y'y$: $q_{py} = q_p \cos \alpha = 2.35 \times 0,906 = 2,13 \text{ KN /ml}$

$M_{fx} = 1/8 \times 0,99 \times 4.3^2 \Rightarrow M_{fx} = 2,28 \text{ KN.m}$

$M_{fy} = 1/8 \times 2,13 \times 4.3^2 \Rightarrow M_{fy} = 4.92 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des modules de résistance**

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 30^2}{6} \Rightarrow W_x = 1500 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{10^2 \times 30}{6} \Rightarrow W_y = 500 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} = \frac{2,28 \times 10^4}{1500} + \frac{4,92 \times 10^4}{500} = 113.6 \text{ dan/ cm}^2$$

$\sigma_f = 113.6 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

g) Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300}, \quad L_p = 430 \text{ m} \Rightarrow f = \frac{L_p}{300} = \frac{430}{300} = 1.43$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

Avec :

E_f : module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f} \Rightarrow E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

Ce qui donne :

Pour $\alpha=25$

$$\frac{5 \times 113.6 \times 430^2}{48 \times 131080.128 \times 30^2} = 1.11 \text{ cm}$$

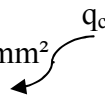
$$f = 1.11 \text{ cm} < \bar{f} = 1.43 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

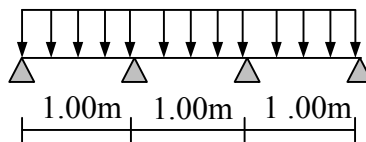
Conclusion : la section de la panne choisie (100x300) est admise.

III.2.5. Calcul des chevrons :

a) Dimensionnement :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.

La section du chevron est de $(55 \times 75) \text{ mm}^2$ 



b) Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

c) Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 0.8M_0$

En travées : $M_{ft} = 0.66M_0$

Avec $M_0 = 1/8 q_c \times Lc^2$

D'où : $M_0 = 1/8 \times 1.05 \times (1.00)^2 \Leftrightarrow M_0 = 0.13 \text{ KNm}$

Ce qui donne : $M_{fa} = 0.105 \text{ KNm}$ $M_{ft} = 0.087 \text{ KNm}$

d) Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51.56 \text{ cm}^2$$

Alors on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma f_a = \frac{0.105 \times 10^4}{51.563} = 20.36 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma f_t = \frac{0.087 \times 10^4}{51.563} = 16.68 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

e) Vérification de la flèche :

$$\text{On doit avoir } f = \frac{5 \times \sigma f \times Lc^2}{48 \times Ef \times h/2} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (Chevrons, liteaux) à pour valeur :

$$\bar{f} = \frac{Lc}{200} \Leftrightarrow \bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

Ainsi on obtient :

$$f_a = \frac{5 \times 20.36 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.043 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_t = \frac{5 \times 16.87 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7.5/2} = 0.053 \text{ cm} < \bar{f}$$

Conclusion : la section de chevron (55x75) choisie est admise.

III.2.6. Calcul du liteau :

a) Dimensionnement du liteau :

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne.

Choix de la section

Nous allons choisir une section de (30 × 40) mm²

b) α=25 :

$$\text{Suivant } x'x : q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0,653 \times 0,422 = 0,275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Suivant } y'y : q_{py} = q_l \cos \alpha = 0,653 \times 0,906 = 0,591 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = 1/8 \times 0,275 \times 0.5^2 \Rightarrow M_{fx} = 0.0085 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = 1/8 \times 0,591 \times 0.5^2 \Rightarrow M_{fy} = 0.0184 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des modules de résistance :**

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{f_x}}{I_{x'x}/v} + \frac{M_{f_y}}{I_{y'y}/v} = \frac{0.014 \times 10^4}{8} + \frac{0.015 \times 10^4}{6} = 42.5 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 42,5 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ **condition vérifiée.**

➤ **Calcul des modules de résistance :**

$$W_x = \frac{I_{x'x}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{y'y}}{V} = \frac{hb^3/12}{b/2} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

on aura :

$$\sigma_f = \frac{M_{f_x} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{f_y} \cdot v}{I_{yy}} = \frac{0.0085 \times 10^4}{8} + \frac{0.018 \times 10^4}{6} = 40.62 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 40.62 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ **condition vérifiée.**

c) Vérification de la flèche :

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{L_L}{200}, \quad L_p = 50 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

$$\frac{5 \times 40.62 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 4/2} = 0.040 \text{ cm}$$

$f = 0.040 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion : la section choisie (30 × 40) est admise

III.3) Calcul de l'escalier :

III.3.1) Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre.

La structure est munie de trois cages d'escaliers assurant ainsi la fluidité à l'intérieur de l'immeuble, elles se répartissent comme suit ;

Deux cages d'escaliers, de type balancées, menant du sous-sol vers le RDC et une cage d'escaliers à marches droites à trois volets, desservant le reste des niveaux. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Au cours de cette étude on s'intéressera à l'escalier à marches droites, à trois volées.

➤ Terminologie :

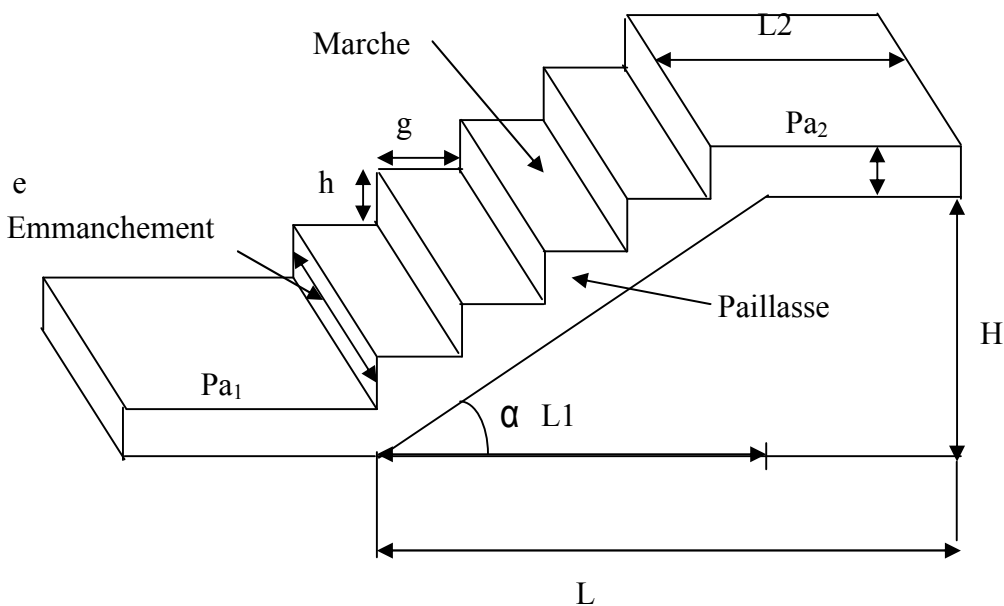


Fig. III.3.1 terminologie de l'escalier

➤ Les caractéristiques géométriques des escaliers :

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

L : portée de la paillasse.

L_2 : largeur du palier.

L_1 : longueur de la paillasse projetée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

Chapitre III: calcul des éléments

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc...
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contremarche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : $2h + g = 59\text{ à }64$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires Et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

III.3.2) Calcul de l'escalier des étages courants :

Notre étage (RDC) comporte trois volées dont deux sont identiques, donc le calcul se fera pour deux volées.

III.3.2.1) Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan. $60\text{ cm} \leq g+2h \leq 64\text{ cm}$

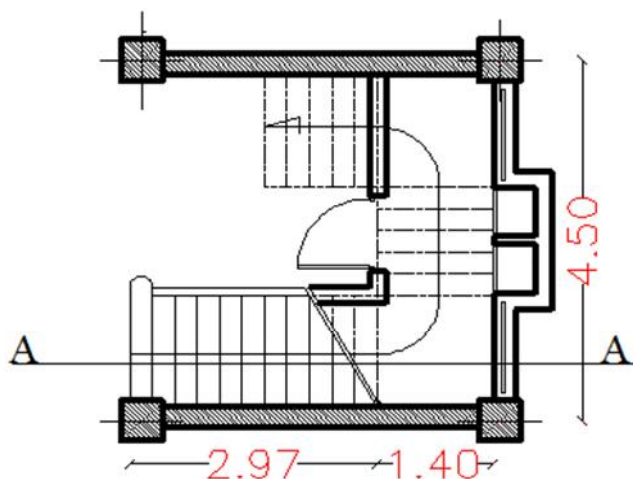


Fig. III.3.2. Vue en plan de la cage d'escaliers à étudier

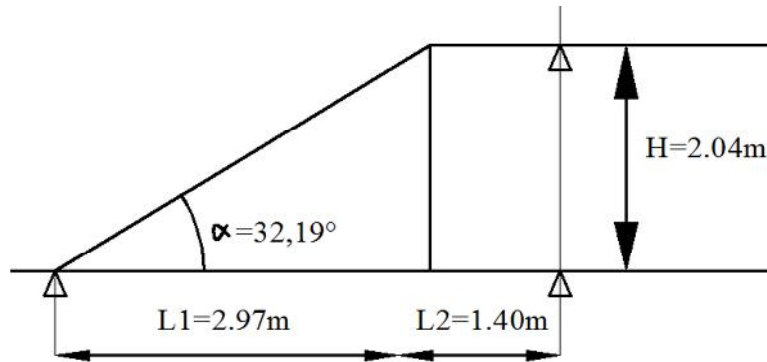


Fig. III.3.3. Coupe AA sur l'escalier

L_1 : longueur projetée de la volée.

L_2 : longueur du palier d'arrivée

A - Calcul du nombre de contre marches :

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

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 204/17 = 12 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches}$$

C - Calcul de du giron :

$$g = L_1/n - 1 = 297/11 = 27 \text{ cm.}$$

D - Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \leq 27 + (2 \times 17) = 61 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-3-2-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

• **La paillasse :**

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 encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec : L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = L_1 + L_2 \frac{L_1}{\cos \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = h/g = 17/27 = 0.6296 \text{ d'ou : } \alpha = \text{arc tg } 0.6296 = 32.19^\circ$$

Donc $L_0 = (204/\cos 32.19) + 140 = 381.053 \text{ cm}$.

$381.053/30 \leq e_p \leq 381.053/20$

$12.70 \leq e_p \leq 19.05$

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

• **Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$.

III-3-2-3 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre semi encastrée au niveau des appuis.

1) **Charges permanentes :**

➤ **Première volée :**

$G_{\text{volée}} = G_{\text{marches}} + G_{\text{paillasse}} + G \text{ (revêtement, enduits.....)}$

· Poids des marches ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0.17 / 2 = 2.12 \text{ KN /m}$.

· Poids de la paillasse ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{0.15 \times 25}{\cos 32.19} \times 1 = 4.43\text{KN/m}$.

· Lit de sable ($r = 18\text{KN/m}^3 ; e = 0.02$)..... $18 \times 1 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}$

· Mortier de pose ($r = 20\text{KN/m}^3 ; e = 0.02$) $20 \times 1 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}$

· Carreaux Grés Céramique (2cm; $r = 22\text{KN/m}^3$) $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}$

· Poids du garde-corps..... = 0.20 KN/m

· Enduit de plâtre (2cm; $r = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0.02 = 0.20\text{KN/m}$

G = 8.15 KN/m

➤ **Deuxième volée :**

· Poids propre du palier..... $0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}$

· Poids des marches ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0.17 / 2 = 2.12 \text{ KN /m}$.

· Poids de la paillasse ($r = 25\text{KN/m}^3$)..... $\frac{0.15 \times 25}{\cos 32.19} \times 1 = 4.43\text{KN/m}$.

· Lit de sable ($r = 18\text{KN/m}^3 ; e = 0.02$)..... $18 \times 1 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}$

· Mortier de pose ($r = 20\text{KN/m}^3 ; e = 0.02$) $20 \times 1 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/m}$

· Carreaux Grés Céramique (2cm; $r = 22\text{KN/m}^3$) $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}$

· Poids du garde-corps..... = 0.20 KN/m

· Enduit de plâtre (2cm; $r = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0.02 = 0.20\text{KN/m}$

G = 11.90 KN/m

2) La charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3) Combinaison des charges et surcharges :

- Etat limite ultime : **ELU**

$$q_{u \text{ volée1}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.15 + 1.5 \times 2.5 = 14.75 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ volée1}} = 14.75 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ volée2}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.90 + 1.5 \times 2.5 = 19.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ volée2}} = 19.82 \text{ KN/m}$$

-Etat limite de service : **ELS**

$$q_{s \text{ volée1}} = G + Q = 8.15 + 2.5 \dots \dots \dots = 10.65 \text{ KN/m}$$

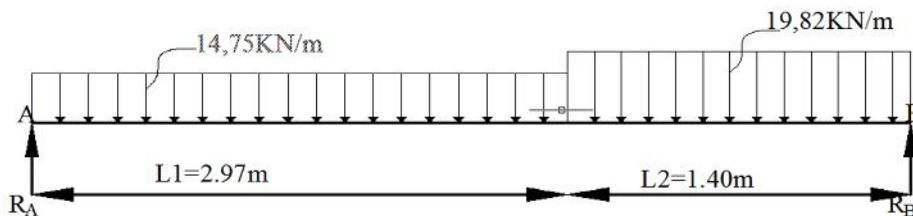
$$q_{s \text{ volée1}} = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$q_{s \text{ volée2}} = G + Q = 11.90 + 2.5 \dots \dots \dots = 14.40 \text{ KN/m}$$

$$q_{s \text{ volée2}} = 14.40 \text{ KN/m}$$

III-3-2-4- Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera sur une bande de 1m.



-Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0.$$

$$R_A + R_B = 14.75 \times 2.97 + 19.82 \times 1.40 = 71.55 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

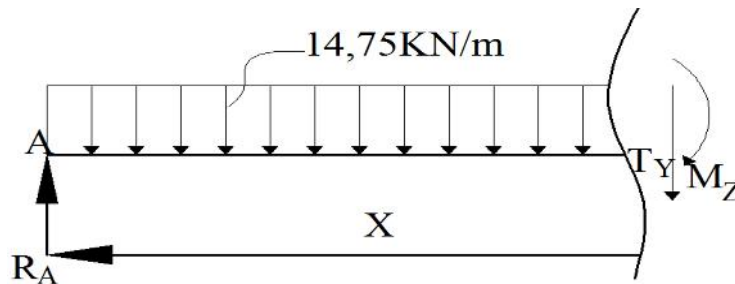
$$4.37 R_B = (14.75 \times 2.97^2 / 2) + (19.82 \times 1.40 \times (1.40 / 2 + 2.97)) \Rightarrow R_B = 38.18 \text{ KN}$$

Donc: $R_B = 38.18 \text{ KN}$

$R_A = 33.37 \text{ KN}.$

-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : 0 x 2.97m



- Efforts tranchants :

$$T_y = R_A - 14.75x$$

$$T_y = 33.37 - 14.75x$$

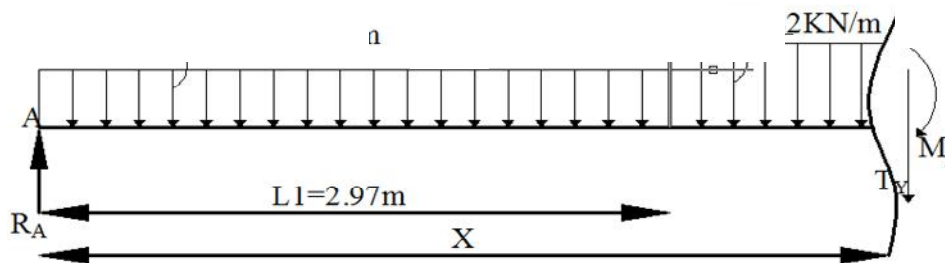
$$\begin{cases} T_y = +33.37 \text{ KN} & \text{pour } x=0 \\ T_y = -10.44 \text{ KN} & \text{pour } x=2.97\text{m} \end{cases}$$

- Moments fléchissant :

$$M_z = R_A x - 14.75 \frac{x^2}{2}$$

$$M_z = -14.75 \frac{x^2}{2} + 33.37 x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x=0 \\ M_z = 34.04 \text{ KN.m} & \text{pour } x=2.97\text{m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : 2.97m x 4.37m



- Efforts tranchants :

$$T_y = R_A - 14.75(2.97) - 19.82(x-2.97)$$

$$T_y = -19.82x + 48.42 \quad \begin{cases} T_y = -10.44 \text{ KN} & \text{pour } x=2.97\text{m} \\ T_y = -38.19 \text{ KN} & \text{pour } x=4.37\text{m} \end{cases}$$

Chapitre III: calcul des éléments

- Moments fléchissant :

$$M_z = R_A x - 14.75 (2.97) (x-2.97/2) - (19.82(x-2.97)^2/2)$$

$$M_z = 65.05 - 10.44x - 19.82 \frac{(x-2.97)^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 34.04 \text{KN.m ; pour } x=2.97\text{m} \\ M_z = 0 \text{ KN.m ; pour } x=4.37\text{m} \end{array} \right.$$

- Moment maximum:

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \text{max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow x = 2.45\text{m} ; M_z(2.45) = 36.79 \text{KN.m}$$

❖ En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\text{max}} = -11.04 \text{KN.m}$ $M_{ua} = -11.04 \text{KN.m}$

-En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\text{max}} = 31.27 \text{KN.m}$ $M_{ut} = 31.27 \text{KN.m}$

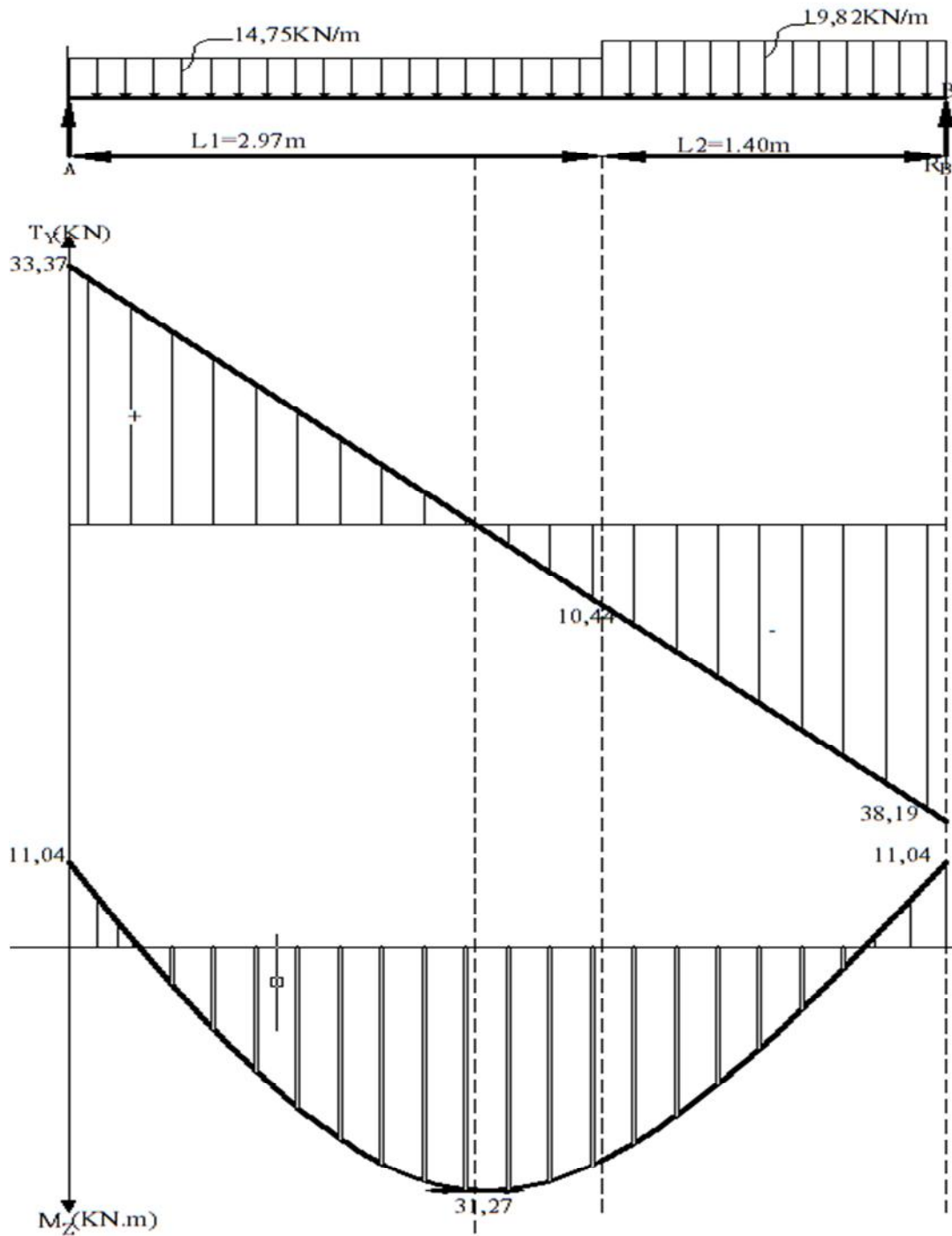
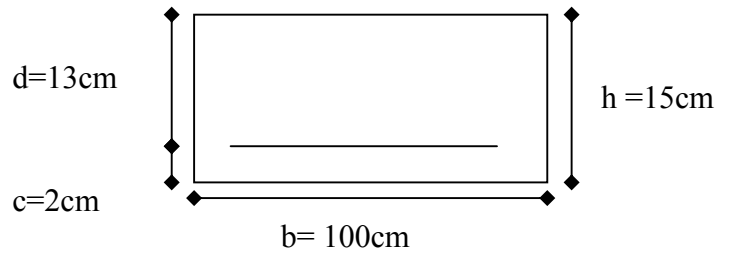


Fig. III.3.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.3. 3) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($ep=15cm$)



1- Aux appuis:

$M_{ua} = -11.04 \text{ KN.m}$, $d=13cm$, $c=2cm$, $b=100cm$

a- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.04 \times 10^3}{14.16 \times 100 \times 13^2} = 0.046$$

$$\mu_u = 0.046 \quad 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.046 \quad \beta = 0.9764$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{11.04 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.9764} = 2.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** ; Soit **1HA8 tous les 25cm**.

b- Armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** ; soit **1HA8 tous les 25cm**.

2 -En travée :

$M_u^t = 31.27 \text{ KN.m}$

a -Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.16} = 0.1306$$

$$\mu_u = 0.1306 \quad 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.1306 \quad \beta = 0.9301$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{31.27 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.9301} = 7.43 \text{ cm}^2$$

Chapitre III: calcul des éléments

On opte pour $5HA14 = 7.70\text{cm}^2$; soit 1HA14 tous les 17 cm

b-armatures de répartition :

$$A_{sr} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925\text{cm}^2$$

On opte pour $6HA10 = 4.71\text{cm}^2$; soit 1HA10 tous les 17cm

III.3. 4) Vérification à L'ELU :

a) Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

- Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{ 3h ; 33\text{cm} \}$
 $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée
- Armatures de répartition $\longrightarrow S_t < \min \{ 4h ; 45\text{cm} \}$
 $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

b) Condition de non fragilité :(Art A.4.21/BAEL91).....[2]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56\text{cm}^2$$

En travée : $A_{ad} = 5T14 = 7.70\text{cm}^2 > 1.56\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{app} = 2.51\text{cm}^2 > 1.56\text{cm}^2$ condition vérifiée.

c) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

- Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\tau_u = \overline{3.33\text{MPa}}$

- Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{\text{max}} = 38.19\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{38.19 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.293 ; \text{Donc } \tau_u = 0.293\text{Mpa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$condition vérifiée.

d) Entrainement des barres : (Art.A.6.1 ,3/ BAEL91)[2]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A)

$\overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$.

Calcul τ_{se} :

✓ **paillasse**

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

$$\tau_{se} = \frac{38.19 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 3.14 \times 5 \times 14} = 1.485 \text{ Donc : } \tau_{se} = 1.485 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se}$Pas de risque d'entrainement des barres.....condition vérifiée

e) Longueur du scellement droit : (Art .A.6.1 ,22/ BAEL91).....[2]

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.

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

Calcul τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm ; On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

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 termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H

Donc : $L_c = 20\text{cm}$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1 ,313 / BAEL91)...[2]

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 38.19 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 130} = 6.528 \text{Mpa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \dots \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ .condition vérifiée}$$

g) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312/BAEL91).....[2]

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u

❖ **Paillasse**

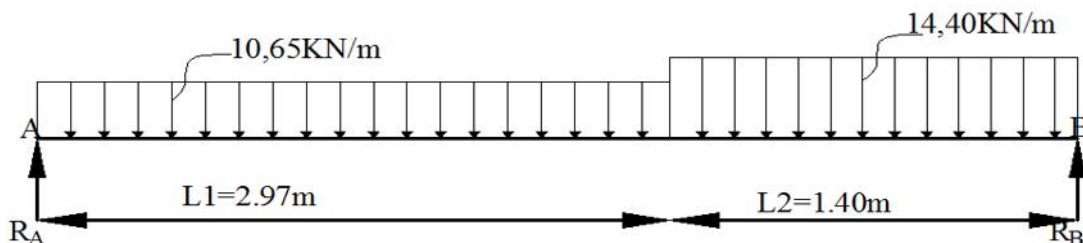
$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{38.19 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.097 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 7.70 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

III-3-5 Calcul à l'ELS :

Volée 1: $q_s^v = 8.15 + 2.5 = 10.65 \text{ KN/m}$

Volée 2: $q_s^v = 11.90 + 2.5 = 14.40 \text{ KN/m}$



a) calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$R_A + R_B = 10.65 \times 2.97 + 14.4 \times 1.40 \quad R_A + R_B = 51.79 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

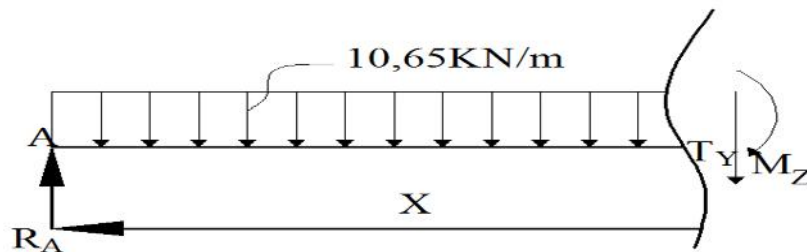
$$4.37R_B = (10.65 \times 2.97^2/2) + ((14.4 \times 1.4) \times (1.4/2 + 2.97)) \Rightarrow R_B = 27.68 \text{ KN}$$

$$R_B = 27.68 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.11 \text{ KN}$$

b) calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon 0 x 2.97m



- Efforts tranchant

$$T_y = R_A - 10.65x$$

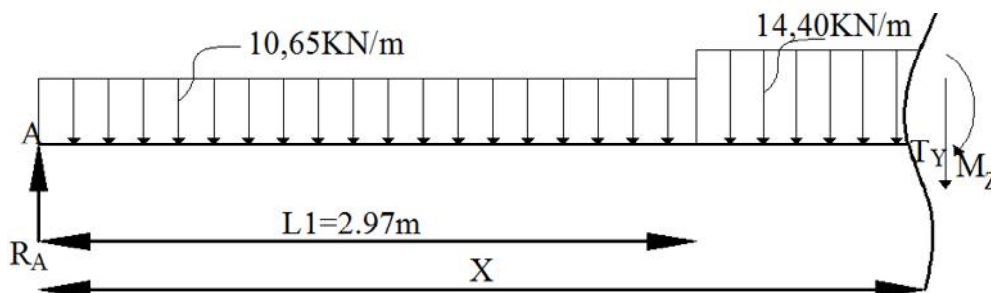
$$T_y = -10.65x + 24.11 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = +24.11 \text{ KN ; pour } x=0 \\ T_y = -5.42 \text{ KN ; pour } x=2.97\text{m} \end{array} \right.$$

- Moments fléchissant :

$$M_z = R_A x - 10.65x^2/2$$

$$M_z = -10.65 \frac{x^2}{2} + 24.11 x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 ; \text{ pour } x=0 \\ M_z = 24.63 \text{ KN.m ; pour } x=2.97\text{m} \end{array} \right.$$

2^{ème} tronçon : 2.97 x 4.37m



Chapitre III: calcul des éléments

- Efforts tranchant :

$$T_y = R_A - (10.65 \times 2.97) - (14.4(x - 2.97))$$

$$T_y = -14.4x + 35.25 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -7.52 \text{ KN} ; \text{ pour } x = 2.97\text{m} \\ T_y = -27.67 \text{ KN} ; \text{ pour } x = 4.37\text{m} \end{array} \right.$$

- Moments fléchissant :

$$M_z = R_A x - 10.65 (2.97) (x - 2.97/2) - (14.4(x - 2.97)^2/2)$$

$$M_z = 46.97 - 7.52 x - 14.4 \frac{(x - 2.97)^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 24.63 \text{ KN.m} ; \text{ pour } x = 2.97\text{m} \\ M_z = 0 \text{ KN.m} ; \text{ pour } x = 4.37\text{m} \end{array} \right.$$

- Moment maximum :

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \longrightarrow x = 2.45 \text{ donc : } M_z(2.45) = 26.60 \text{ KN.m}$$

❖ En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

-Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -7.98 \text{ KN.m}$ $M_{ua} = -7.98 \text{ KN.m}$

-En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 22.61 \text{ KN.m}$ $M_{ut} = 22.61 \text{ KN.m}$

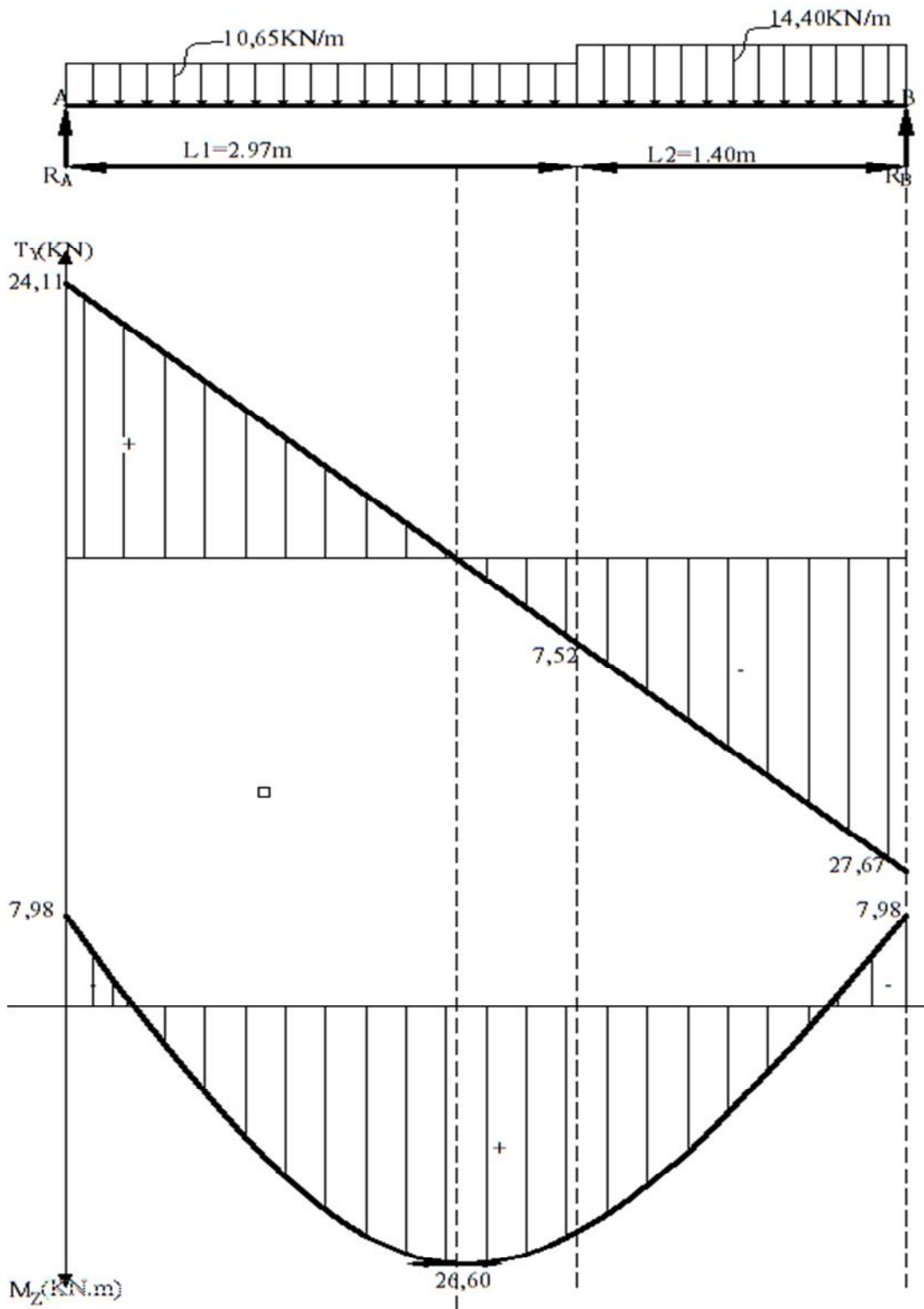


Fig. III.3.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

Chapitre III: calcul des éléments

III-3-6- Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

-En travées : $A_t = 7.70 \text{ cm}^2$

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

$$\rho = \frac{A_t \cdot 100}{b \cdot d} = \frac{7.70 \times 100}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\rho = 0.592 \quad \beta_1 = 0.886 \quad \alpha_1 = 0.342 \quad \text{on a : } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.342 \quad K = 0.0346$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22.61 \times 10^3}{7.70 \times 0.886 \times 13} = 254.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0346 \times 254.94 = 8.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho = 0.193 \quad \beta_1 = 0.929 \quad \alpha_1 = 0.213 \quad K = 0.018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7.98 \times 10^3}{2.51 \times 0.929 \times 13} = 263.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.018 \times 263.25 = 4.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.17}{4.37} = 0.0389 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

-Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

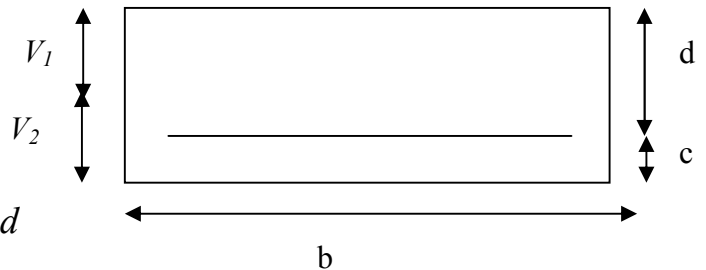
$$q_s = \max \{10.65 \text{ KN/ml}, 14.4 \text{ KN/ml}\} = 14.4 \text{ KN/ml.}$$

V_1 : position de l'axe neutre

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

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique} : S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t . d$$



B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15A_t$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 7.70 \times 13) = 12\,751.50 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.70) = 1615.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12751.50}{1615.50} = 7.89 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 7.11 \text{ cm}$$

Chapitre III: calcul des éléments

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_1(V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.89^3 + (7.11)^3) + 15 \times 7.70 \times (7.11 - 2)^2$$

$$I = 31369.09 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{14.4 \times (4.37)^4}{10818.86 \times 10^3 \times 31369.09 \times 10^{-8}} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{437}{500} = 0.874 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34.

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III.3.7-Calcul de la poutre palière :

Le palier intermédiaire de l'escalier repose sur une poutre semi encastrée dans les poteaux dite poutre-palière.

III.3.7.1-Prédimensionnement :

-Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit h = 35 cm.

Avec : h : hauteur libre

L : portée libre de la poutre.

-Largeur :

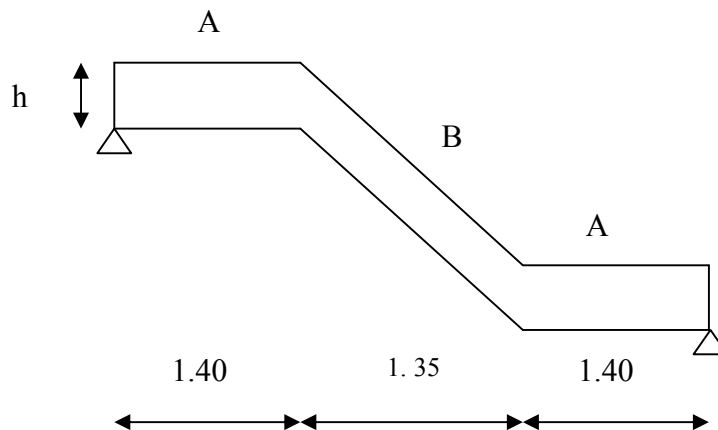
$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

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

Selon le RPA 99 (modifier en $\Rightarrow \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$

On opte pour b= 30 cm avec : b : largeur de la poutre

Donc la poutre palière aura pour dimensions b x h = 30 x 35 cm²



III.3.7.2- Charges revenants à la poutre :

- Poids propre de la poutre (partie A) = $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de la poutre (partie B) = $\frac{0.35 \times 0.3 \times 25}{\cos 32.19^\circ} = 3.10 \text{ kN/ml}$
- Poids de mur sur la poutre = $2.36(4.08 - 0.2/2) = 4.58 \text{ kN/ml}$
- Effort tranchant à l'appui : ELU: $T_u = 38.19 \text{ kN/ml}$ de poutre.

ELS : $T_u = 27.67 \text{ kN/ml}$ de poutre.

III.3.7.3-Combinaisons de charges :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L}$

$$q_u^a = 1.35 \times (2.625 + 4.58) + \frac{2 \times (38.19)}{4.50} = 26.70 \text{ kN/ml}$$

$$q_u^b = 1.35 \times (3.10 + 4.58) + \frac{2 \times (38.19)}{4.50} = 27.23 \text{ kN/ml}$$

A l'ELS :

$q_s = G + \frac{2T_s}{L}$

$$q_s^a = (2.625 + 4.58) + \frac{2 \times (27.67)}{4.50} = 19.50 \text{ kN/ml}$$

$$q_s^b = (3.10 + 4.58) + \frac{2 \times (27.67)}{4.50} = 19.97 \text{ kN/ml}$$

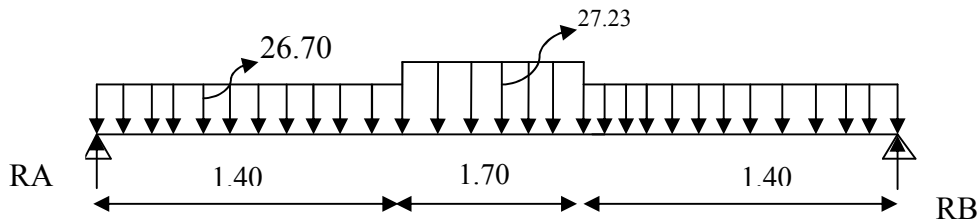


Figure III.3.6: Schéma statique à l'ELU.

III.3.7.4-Calcul des efforts internes :

- Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 121 \text{ kN.}$$

$$R_B = R_A = 60.50 \text{ kN.}$$

Tableau III.3.1. Efforts tranchants et moments fléchissant.

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 1.40$	0	60.50	0
	1.40	23.12	58.53
$1.40 \leq x \leq 3.10$	1.40	23.12	58.53
	3.10	-23.17	58.48

Par symétrie on trouve à $x= 4.50$: $T_y=-60.50\text{kN}$ et $M_y = 0\text{kN.m}$

Point du moment max : $\frac{dMz(x)}{dx}=0 \Rightarrow X = 2.23 \text{ m}$

D'où $M_{\max}= 68.55\text{kN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis : $-0.3 M_{\max}=0.3 \times 68.55 = -20.57\text{kN.m}$

En travées : $0.85 M_{\max}=0.85 \times 68.55 = 58.27\text{kN.m}$

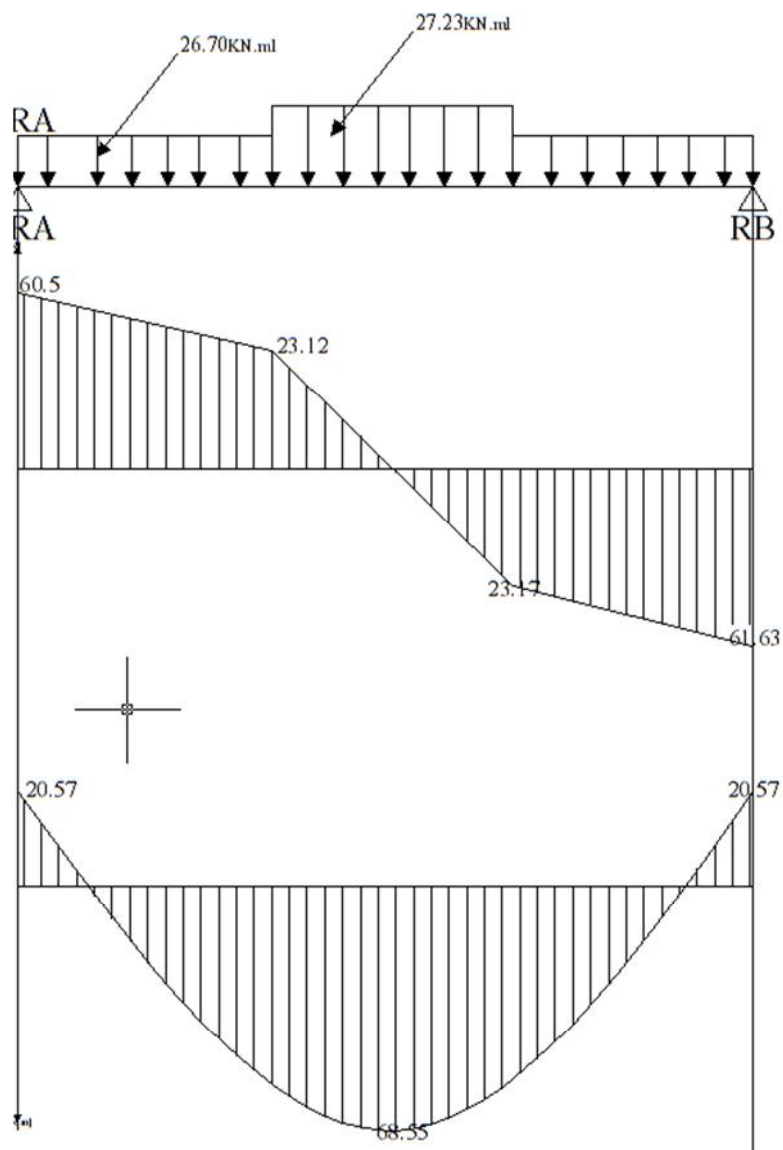


Fig. III.3.7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

Chapitre III: calcul des éléments

III.5.3.5-Ferrailage à L'ELU :

➤ Calcul d'armatures principales :

- **En travée :**

$$\mu = 0.126 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_t = 5.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit une section de 3HA16} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = 1.83 \text{ cm}^2 \text{ Soit une section de 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.5.3.6-Vérifications à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :

On doit avoir $A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2.1 / 400 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$6.03 > 1.26 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les appuis :

On a : $V_u = 60.50 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ Avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 330 \times 300 = 594 \text{ kN}$$

$$V_u \ll \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Contrainte de cisaillement :

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{60.5 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\text{Il est donné par la formule suivante : } \Phi_t = \min\left\{\frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1; 1.2; 3\} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Chapitre III: calcul des éléments

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ Espacement des armatures transversales (St) :

Les espacements sont donnés comme suit :

- En zone nodale : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; \Phi ; 30 \text{ cm} \right\}$

$$St \leq \min \{ 8.75 ; 12 ; 30 \} \quad \text{Soit : } St = 8 \text{ cm}$$

- En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

$$St = \frac{35}{2} = 17.5 \quad \text{Soit : } St = 17 \text{ cm}$$

✓ Vérification des armatures transversales :

$$A_{t\min} = 0.003 \times St \times b$$

Dans la zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$A_{t\min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence :

$$\text{Il faut avoir : } \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times 3 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \tau_{se} = \frac{60.5 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.7} = 0.62 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.3.7-Vérifications à l'ELS :

- Réactions d'appuis :

$RA + RB = 80 \text{ kN.}$
 $RA = RB = 40 \text{ kN.}$

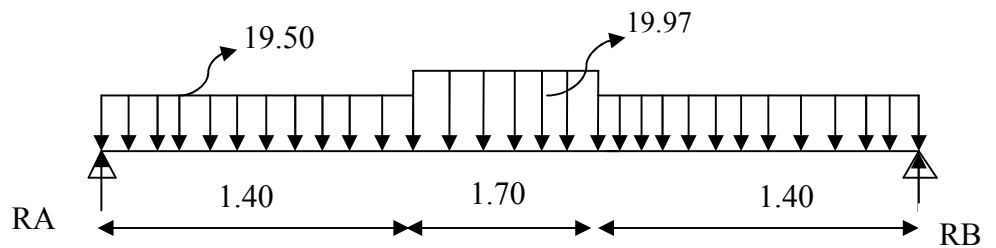


Figure III.3.8 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS

Tableau III.3.2. Efforts tranchants et moments fléchissant.

Tronçon	X [m]	Ty [kN]	Mz [kN.m]
$0 \leq x \leq 1.40$	0	44.28	0
	1.40	16.98	42.88
$1.40 \leq x \leq 3.10$	1.40	16.98	42.88
	3.10	-16.98	42.88

Par symétrie on trouve à $x = 4.5$: $Ty = -44.27 \text{ kN}$ et $My = 0 \text{ kN.m}$

Point du moment max $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow X = 2.23 \text{ m}$

D'où : $M_{\max} = 50.28 \text{ kN.m}$

En tenant compte des semi encastres :

En travée : $M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 50.28 = 42.74 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 M_o = -0.3 \times 50.28 = -15.08 \text{ kN.m}$

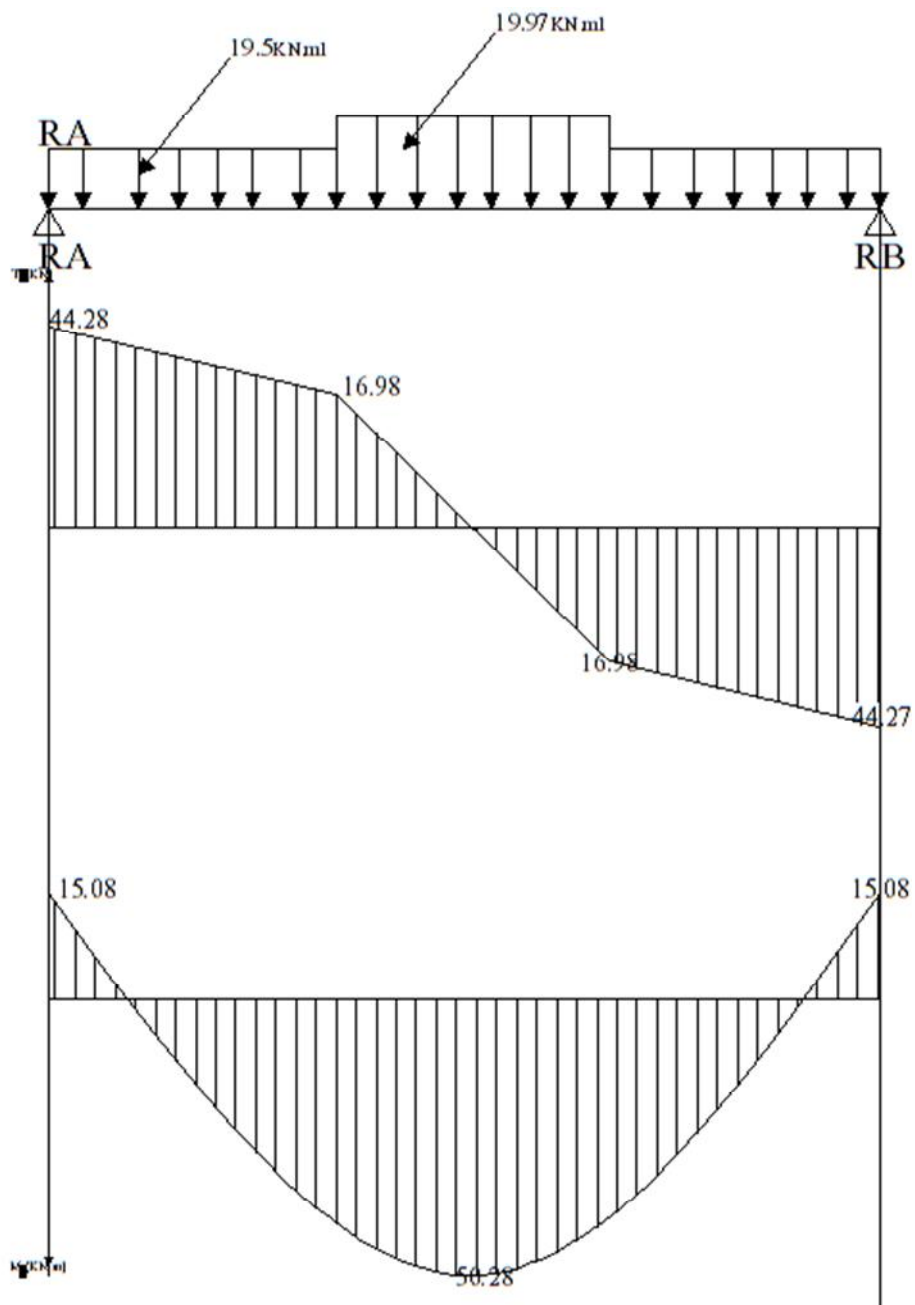


Fig. III.3.9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➤ **Etat limite de résistance à la compression du béton :**

Vérification $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

pour une section rectangulaire (b×h) avec b=25cm ,h=40cm ,acier FeE400et la fissuration est peu nuisible , si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ --- (I) Avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Aux appuis : $\left. \begin{matrix} M_U = 20.57kn.m \\ M_S = 15.08kn.m \end{matrix} \right\} \Rightarrow \gamma = 1.36$

$$\mu = \frac{M_U}{b.d.f_{bc}} = \frac{20.57 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2 \times} \rightarrow \mu = 0,044$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,056 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $\left. \begin{matrix} M_U = 58.27kn.m \\ M_S = 42.74kn.m \end{matrix} \right\} \Rightarrow \gamma = 1,36$

$$\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{58.27 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2 \times} \rightarrow \mu = 0,125$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \rightarrow \alpha = 0,167 < 0,44 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : il n'y a pas lieu de vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{450} = 0.077 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{6.03}{30 \times 33} = 0.005 : \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} = 0.077 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.013 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

❖ **Note :** Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

III.4. Les Balcons :

Ils sont réalisés en dalle pleine et sont équipés d'un garde-corps, ayant les dimensions suivantes :

Largeur : 1,40[m]

Longueur : 430 [m]

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14,0[\text{cm}]$$

Soit $e = 15[\text{cm}]$.

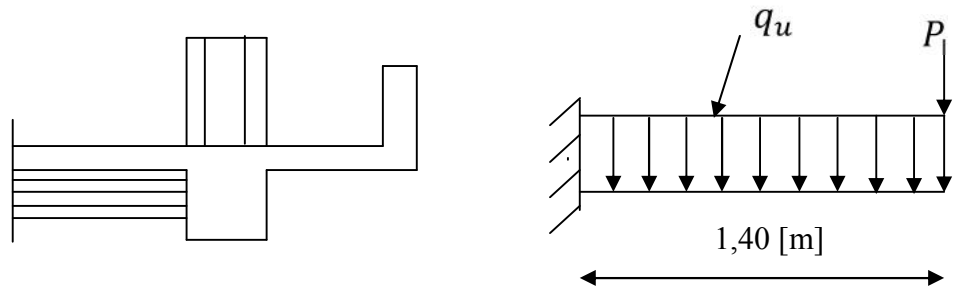


Figure III.4.1. Schéma statique du balcon

III.4.1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1 m de balcon.

➤ Charges permanentes :

- ✓ Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1\text{m} = 3,75[\text{KN/ml}]$
- ✓ Poids des revêtements :
 - Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44[\text{KN/ml}]$
 - Mortier de pose : $0,032 \times 20 \times 1 = 0,4 [\text{KN/ml}]$
 - Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36 [\text{KN/ml}]$
 - Enduit ciment $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44 [\text{KN/ml}]$

$$\mathbf{G = 5,39[\text{KN/ml}]}$$

➤ Charge concentrée :

- ✓ Poids propre du garde-corps : $P = (0,9 + 0,64) \times 1,4 \times 1 = 2,16[\text{KN}]$

➤ Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5 [\text{KN/ml}]$$

III.4.2) Combinaisons de charges :

1. L'ELU :

a) Dalle:

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5 = 12,53 [KN/ml].$$

b) Garde-corps :

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 2,16 = 2,92 [KN].$$

2. L'ELS:

• Dalle :

$$q_s = G + Q = 5,39 + 3,5 = 8,89 [KN/ml].$$

• Garde-corps : $P_s = 2,16 [KN]$.

III.4.3) Calcul des moments :

➤ Le moment provoqué par la charge P_u est :

$$M_{Pu} = -P_u \times L = -2,92 \times 1,40 = -4,088 [KN. m].$$

➤ Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u L^2}{2} = -\frac{12,53 \times (1,40)^2}{2} = -12,279 [KN. m].$$

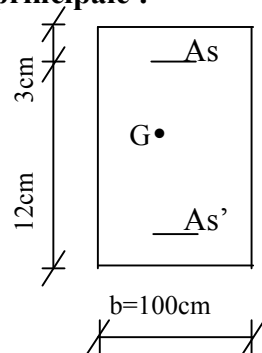
➤ Le moment total est :

$$M_u = M_{Pu} + M_{qu} = -16,367 [KN. m]$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue.

III.4.4) Ferrailage :

1. Armature principale :



$$\text{On a : } M_u = 16,367 [KN. m] C = 3 [cm] \quad (\text{enrobage})$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,367 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,080$$

$$\mu = 0,08 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,08 \quad \beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,367 \times 10^5}{0,958 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4,09 [cm^2].$$

Soit 5HA 12 = 5.65 [cm²] avec un espacement $S_t = 20 [cm]$

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 [cm^2]$$

Soit 4HA10 = 3,14 [cm²] avec un espacement $S_t = 25 [cm]$

III.4.5) Vérification à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44 [cm^2]$$

$A = 5,65 [cm^2] > A_{min} = 1,44 [cm^2] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 12,53 \times 1,40 + 2,92 = 20,46 [KN].$$

$$\tau_u = \frac{20,46 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,17 [MPa].$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0,1 f_{c28}, 4 MPa] = 2,5 [MPa].$$

$\tau_u = 0,17 [MPa] < \bar{\tau}_u = 2,5 [MPa] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1, 3 BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d u_i} \text{ avec } u_i = n\pi$$

$$\rangle u_i = n\pi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 [cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{20,46 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,1} = 0,837 [MPa].$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa].$$

$\tau_{se} = 0,837 [MPa] < \bar{\tau}_{se} = 3,15 [MPa] \Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement (A6.1.23 BAEL91)

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 [cm].$$

Soit $l_s = 43 [cm]$

e) Écartements des barres :

✓ **Armatures principales :**

$$S_t = \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$20 \min\{30 ; 25 \text{ cm}\} = 25[\text{cm}] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t = \min\{2h ; 25 \text{ cm}\}$$

$$25 \min\{30 ; 25 \text{ cm}\} = 25[\text{cm}] \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6) Vérification à L'ELS :

a) Combinaison de charges :

- **Dalle :**

$$q_s = G + Q = 5.39 + 3,5 = 8,89 \text{ [KN/ml].}$$

- **Garde-corps :**

$$P_s = 2,16[\text{KN}].$$

b) Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{ps} = -\frac{q_s l^2}{2} - p_s \times l = -\frac{8,89 \times 1,40^2}{2} - 2,16 \times 1,40$$

$$M_s = -11,73[\text{KN.m}].$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendues.

c) Contraintes dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,73 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,058 \Rightarrow \mu = 0,0747$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,357}{11,73} = 1,392$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,392 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,446$$

$$\alpha = 0,0747 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4456 \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouvertures des fissures :

➤ Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

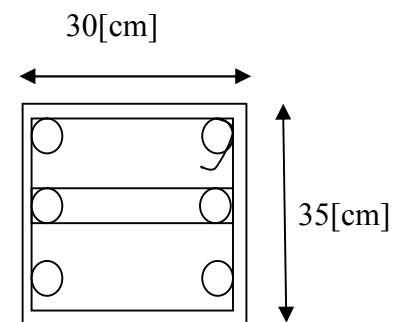
$\rho = 0.471 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.896$

Alors : $\sigma_s = \frac{10.61 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 175.65 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

III.4.7) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

On opte pour un dimensionnement forfaitaire de $(30 \times 35) [cm^2]$, pour faciliter l'exécution.



a) Ferrailage :

La poutre sera ferrillée avec la section minimale exigée par le RPA99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,006 \times 35 \times 30 = 6.30 [cm^2]$$

On prend $A = 6HA12 = 6.79 [cm^2]$ avec des cadres de HA8 et des espacements de **11 [cm]**.

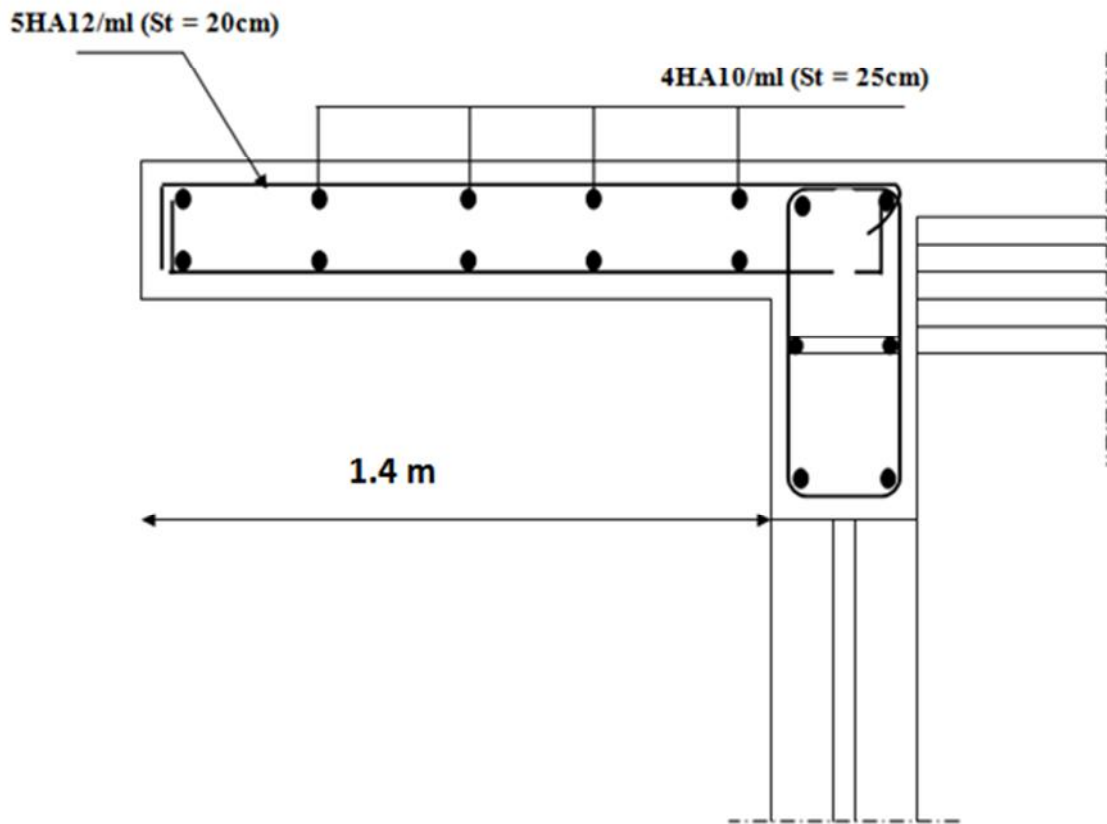


Figure III.4.2 : Ferraillage du balcon.

III.5) L'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral $Q=1$ [KN] dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

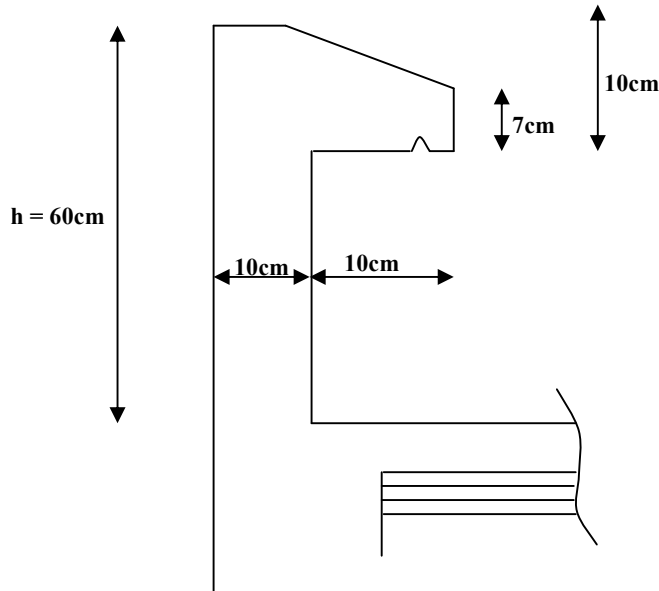


Figure. III.5.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.5.1) Détermination des sollicitations :

III.5.1.1) Schéma statique :

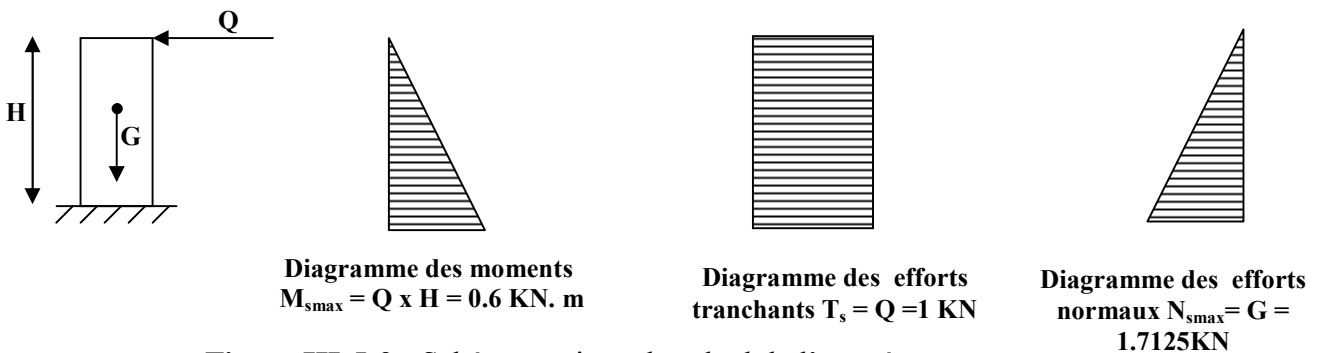


Figure III-5-2 : Schéma statique de calcul de l'acrotère

III.5.1.2) Calcul des efforts :

➤ Effort normal dû au poids propre N :

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

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml} \quad ; \quad N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton armé.

S : Section transversale de l'acrotère.

G : poids propre.

- charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ [ml]} = 0,6 \text{ [KN. m]}.$$

➤ Effort tranchant T:

$$T = Q \times 1 \text{ [ml]} = 1 \text{ [KN]}.$$

III.5.2) Combinaison de charges :

➤ P'ELU : La combinaison de charges est : $1.35G + 1.5 Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ [KN. m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

➤ P'ELS : La combinaison de charges est : $G + Q$.

$$N_s = \left\{ \begin{array}{l} N_s = 1.7125 \text{ [KN]} \text{ (effort normal de compression)} \\ M_s = 0.6 \text{ [KN.m]} \text{ (moment de flexion)} \end{array} \right.$$

III.5.3) Détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composé, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment de renversement M.

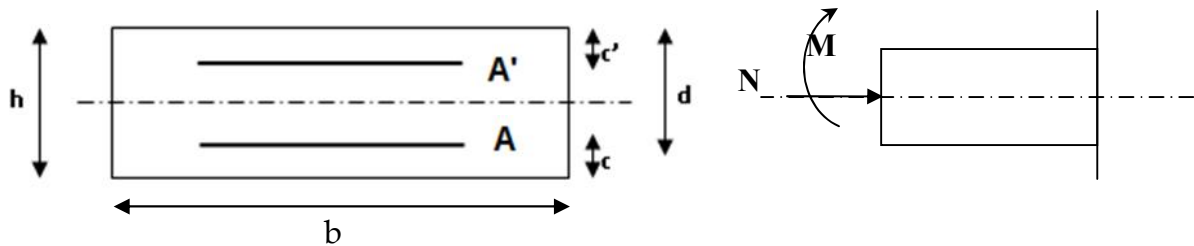


Fig III-5-3 : Schéma de calcul de l'acrotère

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

M_f: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.5.3.1) Calcul des armatures à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité à l'ELU :

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

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

Avec : a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. 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 puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple (section fictive) :

➤ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,312 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,9694 \text{ KN. m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,995 \dots$$

Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire) $A_s = 0$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9694 \times 10^6}{0,995 \times 80 \times \frac{400}{1,15}} = 35 \text{ mm}^2 = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée (armatures réelles):

La section réelle des armatures est :

$$A_R = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,312}{34,8} = 0,283 [\text{cm}^2]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ [MPa]}.$$

d) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimal) :**
(Art. A.4.2.1/BAEL 91)

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35\text{m} = 35 [\text{cm}]$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 [\text{MPa}].$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,455 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right] = 0,90 [\text{cm}^2].$$

$$A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2] \geq A_R = 0,323 [\text{cm}^2].$$

Conclusion :

On remarque que $A < A_{\min}$ alors Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{\min} = 0,90 [\text{cm}^2/\text{ml}]$$

Soit $A_u = 4\text{HA}8 = 2,01 [\text{cm}^2/\text{ml}]$ avec un espacement de 25cm.

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 [\text{Cm}^2].$$

Soit : $3\text{HA}8 = 1,51\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

➤ **Vérification au cisaillement [Art A5.1 ; 1.BAEL91]:**

Nous avons une fissuration préjudiciable, alors on doit vérifier la condition suivante :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2,5MPa \quad \text{avec : } \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ [Mpa]}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN]}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{10^3 \times 80} = 0.0188 \text{ [Mpa]}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.

B : la largeur de la bande considérée = 100cm.

d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres [Art A 6.1, 3..BAEL] :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = (1,5 \times 2.1) = 3.15MPa \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme de périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \emptyset.$$

$$\sum u_i = 5\pi \times 0.8 = 5 \times \pi \times 0,8 = 12.56 [cm] .$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125.6} = 0,16MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres.

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t < \min (3h, 33cm) = 30cm$.

$$S_t = 25cm \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions : $S_t < \min (4h, 45cm) = 40 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \leq 40cm \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres [Art A.6.1, 23..BAEL91]:**

Longueur de scellement L_s est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset . f_e}{4 . \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.40cm.$$

$$L_s = 30cm.$$

e) Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

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

➤ Vérification de la contrainte de compression dans acier [Art. A.4.5.23] :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,67, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ [MPa]}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,558 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{st} = 40.558 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte d'ouverture des fissures dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} \times 40.558 = 0.85 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Conclusion :

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

Armatures principales.....4HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement S_t = 25cm.

Armatures de répartitions.....3HA8 = 1.51cm² avec un espacement S_t = 25cm.

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

L'action des forces horizontales F_p , est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (II_a) et le groupe d'usage du bâtiment(2) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 \Rightarrow Soit : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,7125[\text{KN/ml}]$

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN / ml}$

$F_p = 0.882 \text{ KN/ml} < Q = 1\text{KN/ml} \Rightarrow$ le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre Les charges sismiques.

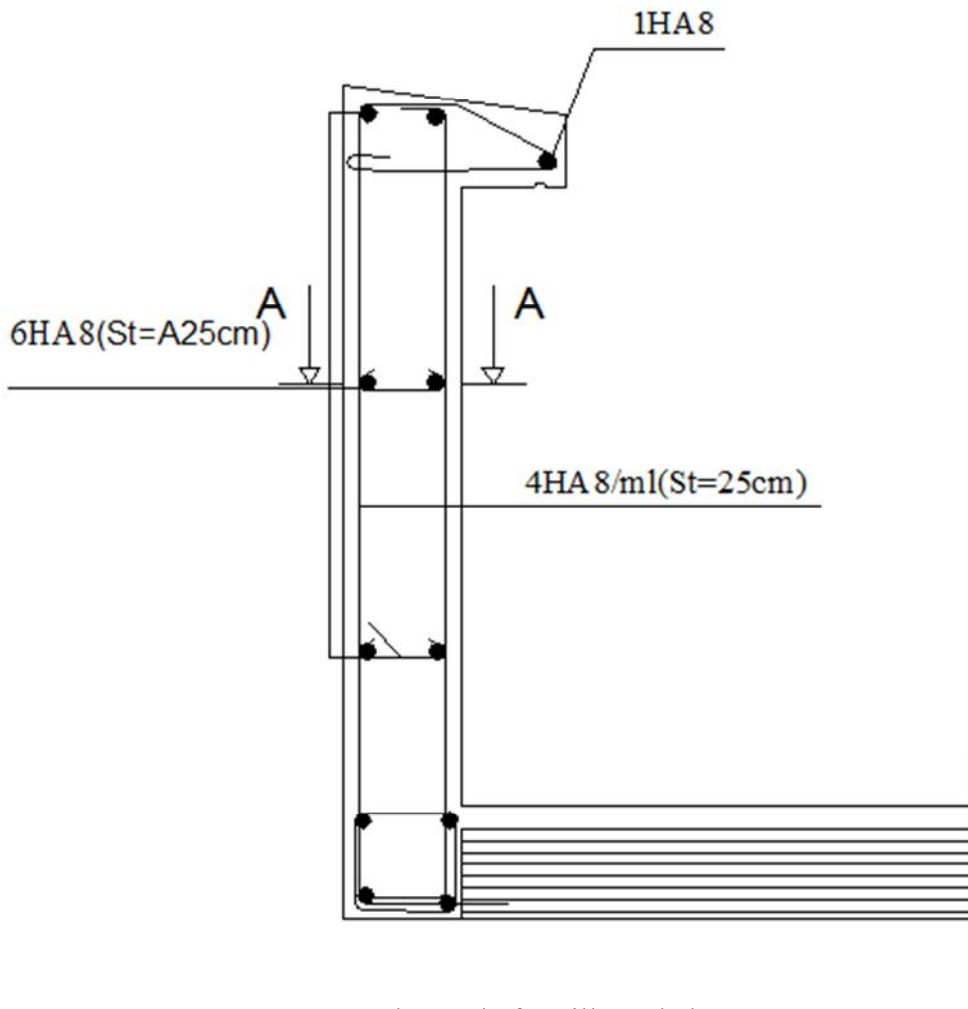


Fig III-5-4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

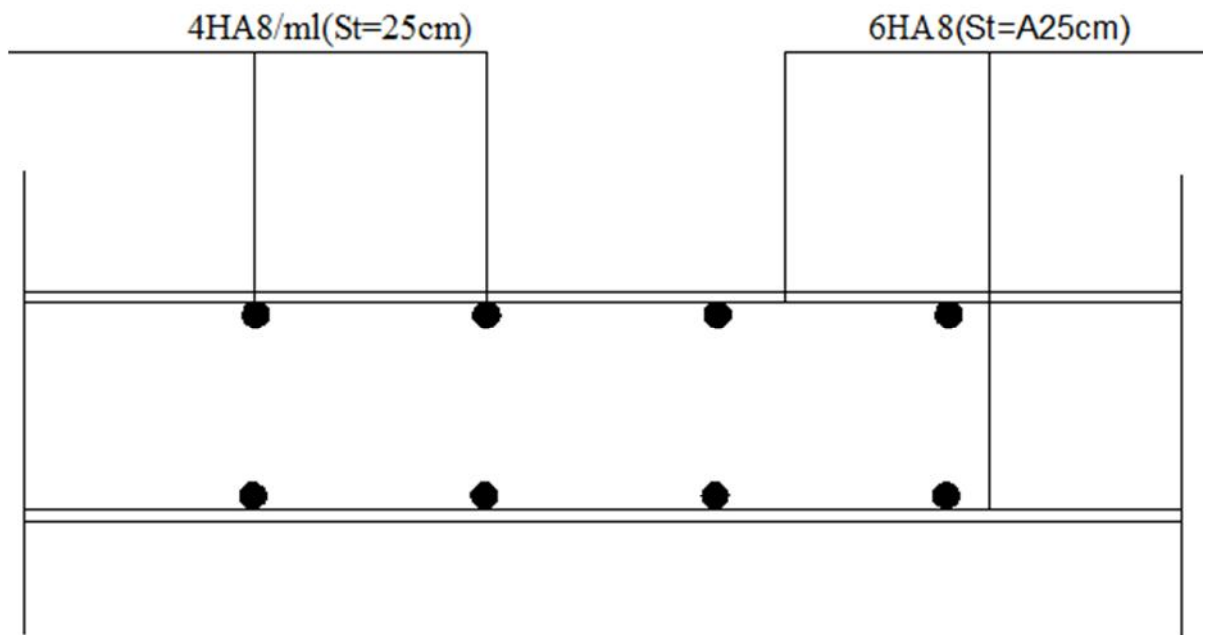


Fig III-5-4 : schéma de ferrailage de l'acrotère Coupe AA

III.6) Etude de la salle machine :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de $(1,9 \times 1,7) = 3,04 \text{m}^2$; de vitesse d'entraînement $V = 1 \text{m/s}$. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

III-6-1) calcul de la dalle pleine du local machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

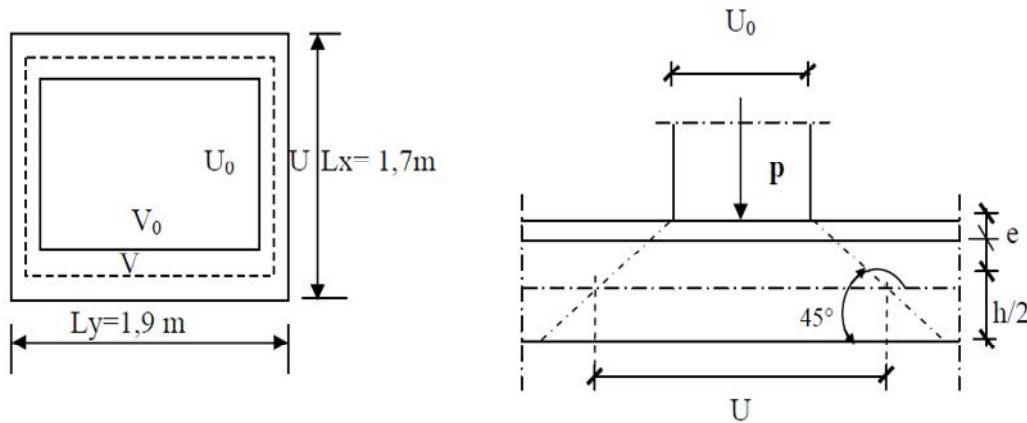


Figure III.6.1 : diffusion des charges dans le feuillet moyen.

III-6-2) dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle h_t satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{190}{30} = 6,33 \text{cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle (RPA99, modifié 2003) est de 12 cm, on opte pour $h_t = 15 \text{cm}$.

L'épaisseur du revêtement : $e = 5 \text{cm}$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{190} = 0,89 \quad 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.$$

La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} u = u_0 + k e + h t \\ v = v_0 + k e + h t \end{cases}$$

h_t : épaisseur de la dalle.

Avec: $k=2$, pour un revêtement en béton.

$$u=80+2 \times 5+15=105 \text{ cm}$$

$$v=80+2 \times 5+15=105 \text{ cm}$$

III-6-3) Les moments dus au système de M_{x1} M_{y1} :

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

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

$$v : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0,2 \text{ à l'ELS} \\ v = 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) et (V/L_y) dans les abaques de PIGEAUD.

a) Calcul des efforts :

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0,61 \Rightarrow \begin{cases} M_1=0,101 \\ M_2=0,086 \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_y} = \frac{105}{190} = 0,78$$

➤ Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

Le calcul des efforts se fera à l'ELU :

$$M_{x1}=q_u \times M_1 \text{ et } M_{y2}=q_u \times M_2$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,101 = 12,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 121,5 \times 0,086 = 10,45 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x$$

μ_x, μ_y sont des coefficients donnés en fonction de ρ et v . $\rho = 0,89$

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

$$G = 25 \times 0,15 \Rightarrow G = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 6,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0,0468 ; \quad \mu_y = 0,7569$$

$$M_{x2} = 0,0468 \times 6,56 \times (0,70)^2 = 0,887 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,7568 \times 0,887 = 0,671 \text{ KN.m}$$

b) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,15 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,12 \text{ KN.ml}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semis encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculs seront munies en leur effectuant 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III-6-4) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur, les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Tableau III.6.1. Ferrailage de la salle machine.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(Cm ²)	St (cm)
Sur appuis	X-X	3,94	0,016	0,992	0,877	2,01	4HA8	25
	Y-Y	3,33	0,013	0,9935	0,74	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	11,17	0,046	0,976	2,52	3,14	4HA10	25
	Y-Y	9,45	0,039	0,9805	2,13	3,14	4HA10	25

III.6.5) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art : B.7.4/ BAEL 91)

$$A_x \quad b \cdot h \cdot W_o \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2}$$

$$A_y \quad b \cdot h \cdot W_o$$

$$A_x = 100 \times 15 \times 0,0008 \times \frac{3 - 0,89}{2} = 1,26 \text{cm}^2$$

$$A \quad 1,26 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée ;}$$

$$A_y \quad 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{cm}^2$$

$$A \quad 1,20 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens.

b) Diamètre minimal des barres : (Art A-8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à :

- ✓ La direction la plus sollicitée : min (2h, 25cm)
- ✓ La direction perpendiculaire : min (3h, 33cm)
- ✓ Aux armatures supérieurs : $St = 25 \text{cm} \leq \min (2h, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}$
- ✓ Aux armatures inférieures : $St = 25 \text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$.

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91) :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_c 28}{b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : périmètre du contour

h : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 4,2 \text{m.}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_c 28}{b}$$

$$P_u \leq \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5}$$

$$P_u = 90 \text{KN} < P_u = 472,5 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Donc ;

Au milieu de « u » on a :

$$Vu = \frac{P}{2u + v} = \frac{P}{3v}$$

$$Vu = \frac{90}{2 \times 1,05 + 1,05} = 28,57 \text{KN}$$

Au milieu de « v » on a :

$$Vu = \frac{P}{3u} = \frac{P}{2v + u}$$

$$Vu = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{28,57 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,22 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-6-5) Vérification à l'ELS :

a) Evaluation des moments :

➤ **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = qs (M1 + v M2)$$

$$M_{y1} = qs (M2 + v M1)$$

$$qs = G = 90 \text{KN/ml} \quad ; \quad v = 0,2 \quad ; \quad \text{à l'ELS} :$$

$$M_{x1} = 90 (0,101 + 0,2 \times 0,086) \Rightarrow M_{x1} = 10,63 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,086 + 0,2 \times 0,101) \Rightarrow M_{y1} = 9,55 \text{KN.m}$$

➤ Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 3,75+1 = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_s \times q_s \times l^2 = 0,0468 \times 4,75 \times (1,7)^2 = 0,642 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7569 \times 0,642 = 0,486 \text{ KN.}$$

➤ Superposition des moments :

$$M_x = 10,63 + 0,642 = 11,272 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9,55 + 0,468 = 10,018 \text{ KN.}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

a) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Il faut vérifier que :

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta x dx A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.6.2. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers.

Zone	Sens	Ms (KN.m)	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	Observation
Sur appuis	X-X	3,383	0,157	0,9595	109	361,61	3,31	vérifié
	Y-Y	3,012	0,151	0,9615	115	359,65	3,11	vérifié
En travée	X-X	9,588	0,16	0,934	60,76	365	6,01	vérifié
	Y-Y	8,534	0,147	0,937	64,37	364,89	5,66	vérifié

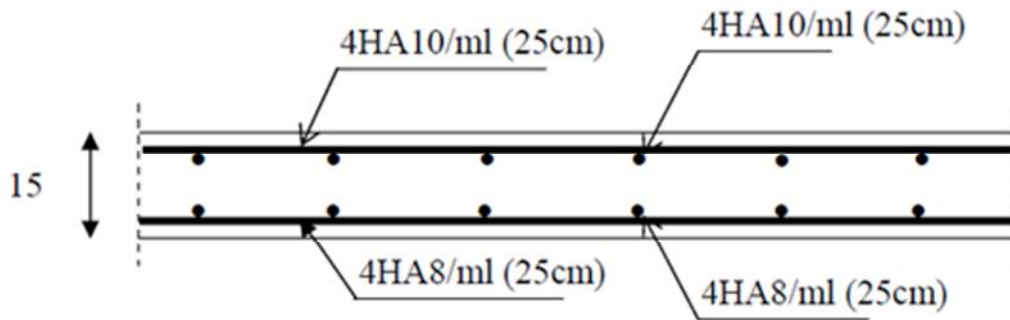


Figure III.6.2 : Schéma du ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Chapitre IV

Présentation de l'ETABS

IV. Présentation de l'ETABS

IV.1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

IV.2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3) Description du logiciel ETABS.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres

codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000*, *ROBOT* et *SAFE*).

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 : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.6

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



IV-5) : Etapes de modélisation :**IV .5.1) : Première étape**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

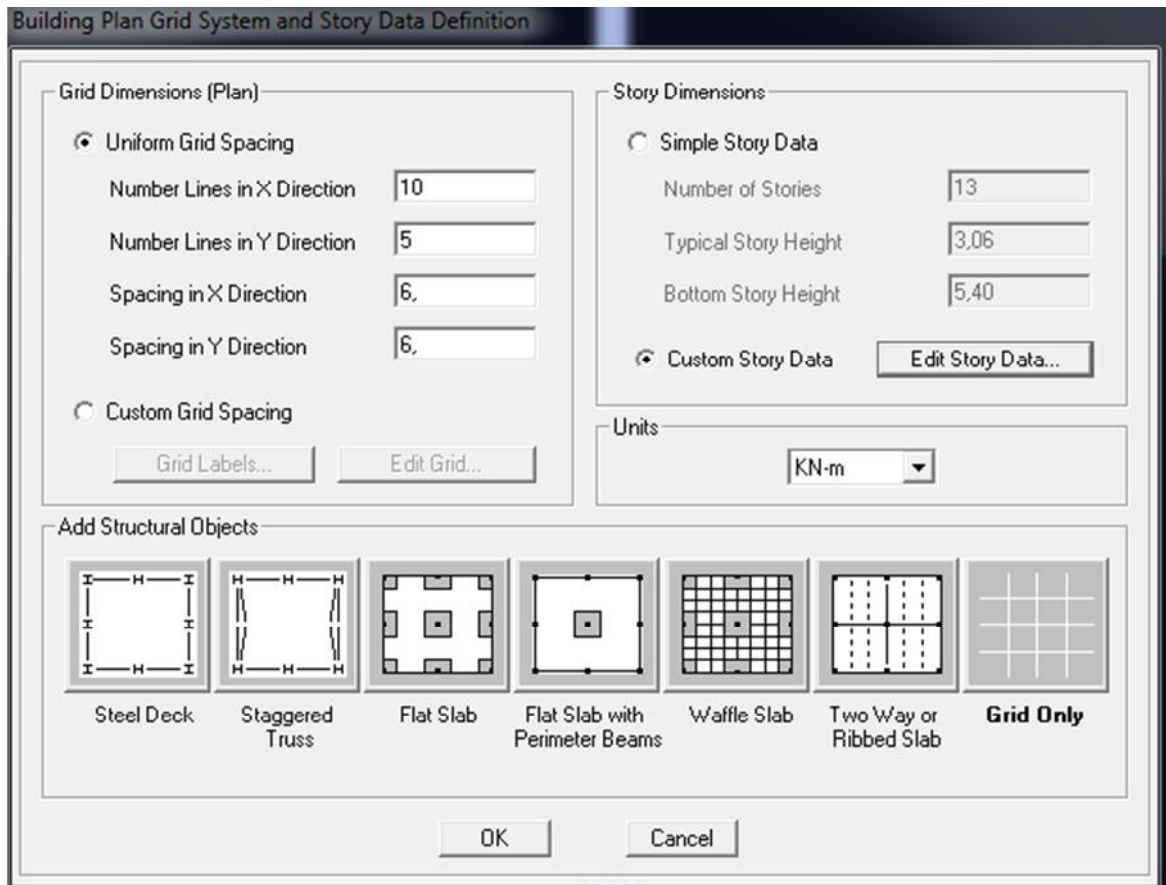
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

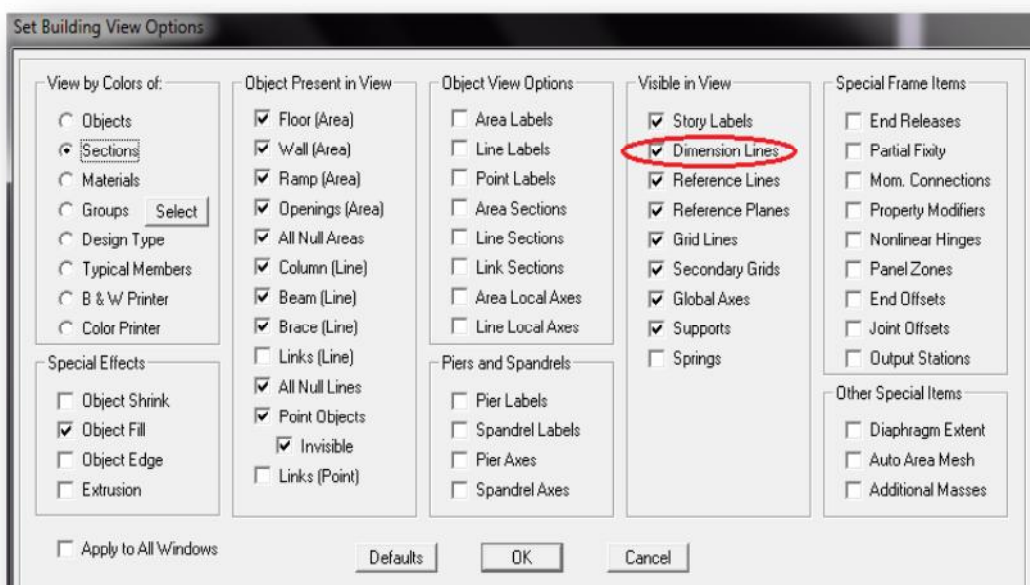
- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z.**

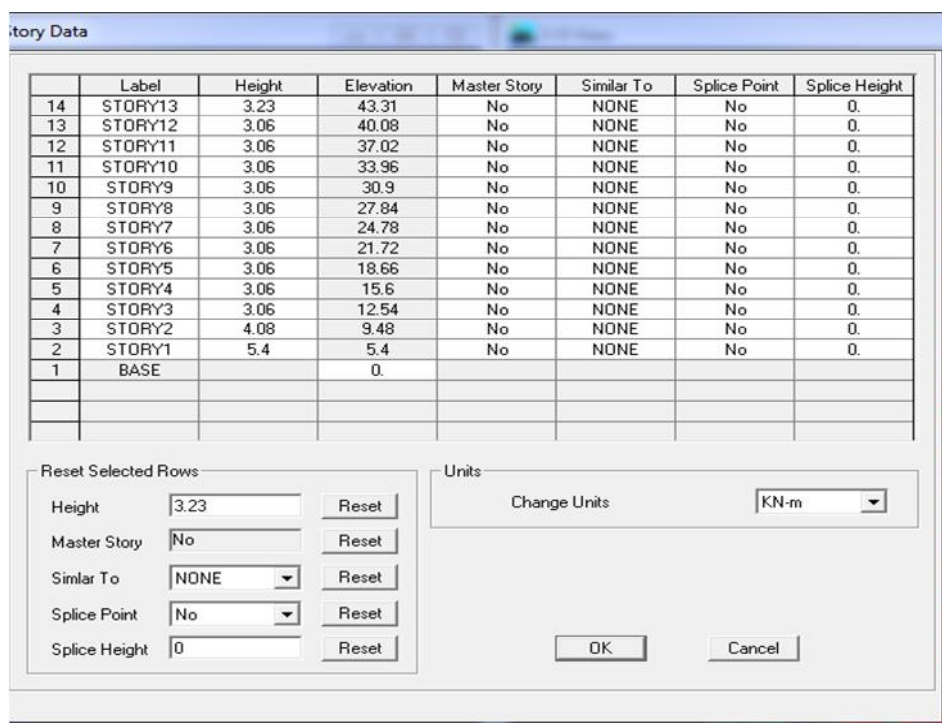
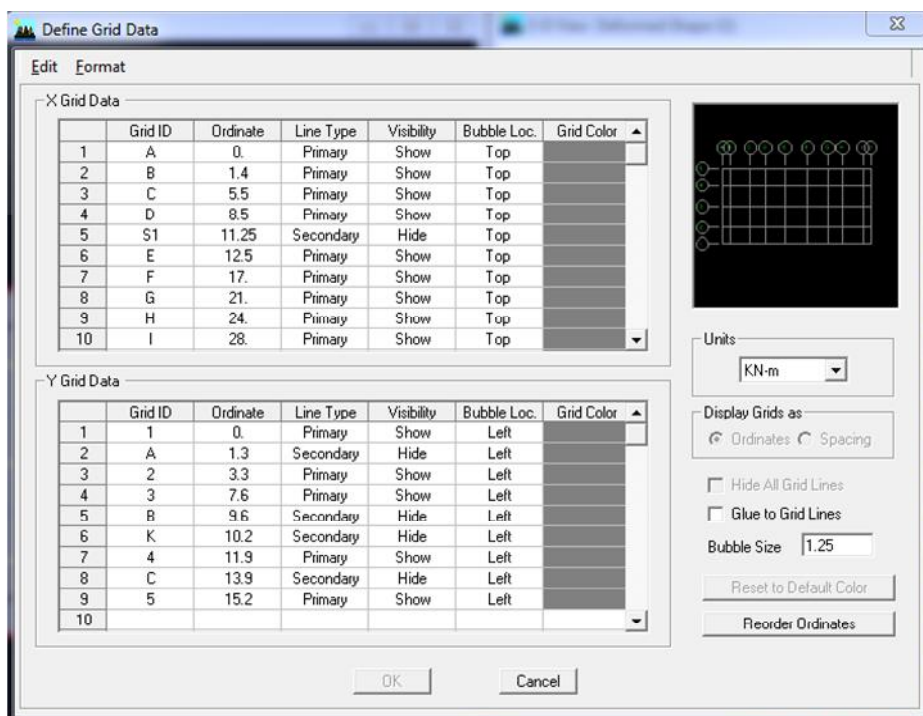
c)Vérification des dimensions :

View → set building view options



d) Modélisation de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View - Change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaitre, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.



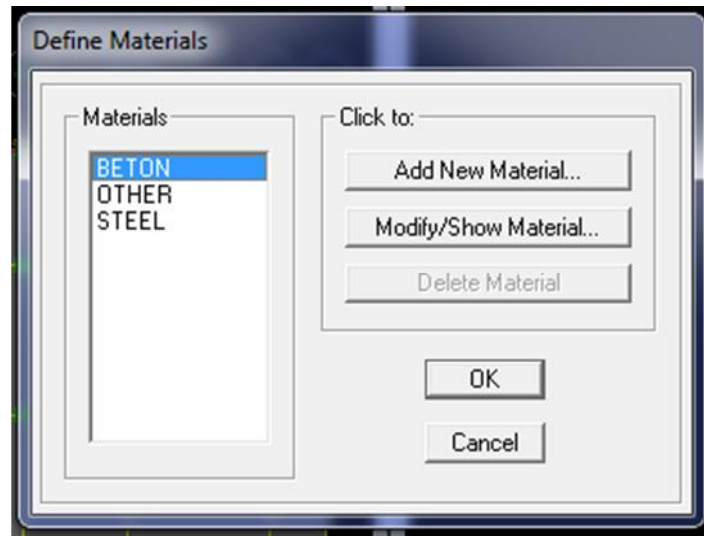
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille: on double cliquant sur n'importe quelle grille: on aura une boîte de dialogue :

- Cocher la case **spacing** et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.
- Enfin on valide avec OK

e) Définition des matériaux :

Define – Matériels 

-Pour l'ajout d'un nouveau matériau : Cliquer sur **Add new Material**



f) Propriétés mécanique du matériau  utilisé :

define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « conc ») :

IV-5.2) : Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

a) Choix des sections :

Il existe une multitude de section prédéfinie dans ETABS. Il est possible, par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas «standard», il faut d'abord définir de nouvelles propriétés de sections pour les poutres, voiles...Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants. Pour notre cas on a des voiles et dalles pleine.

b) Définition des sections :

- *Pour définir les voiles, dalles pleines et planchers :*

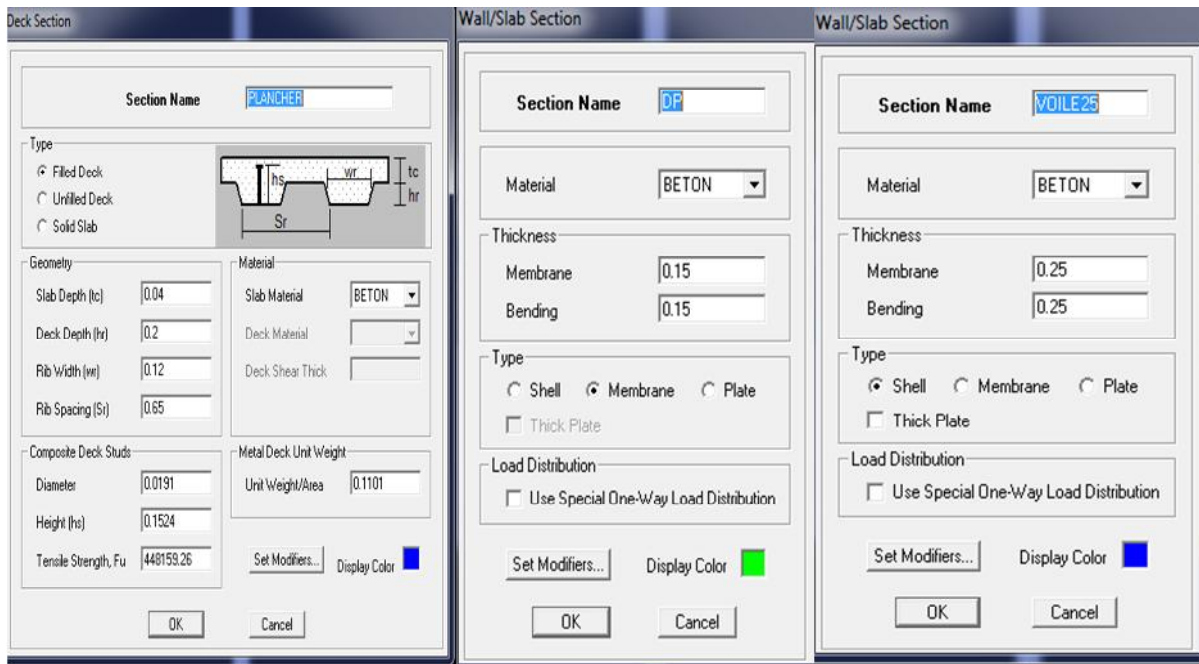
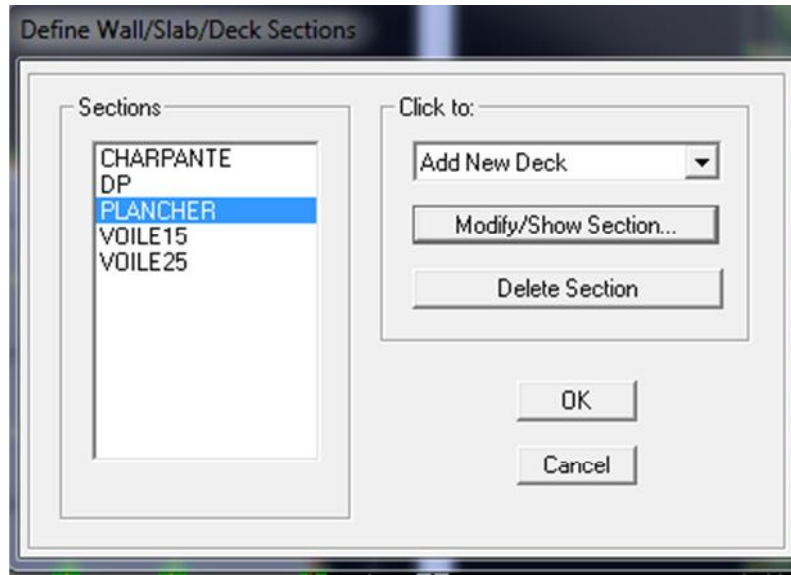
Dans le menu déroulant choisir :  **Define→wall/slab/deck section out**

Wall : voile



Slab : dalle pleine

Deck : plancher


La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :



Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer sur les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes parallèles verticales ou horizontales dans la fenêtre de travail.
- -Pour tracer le voile librement on choisit .

Pour ajouter des dalles pleines et des planchers :

- en plan, cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le contour de la dalle ou le plancher sera définie par les quatre lignes qui l'entourent dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer la dalle ou le plancher librement on choisit .

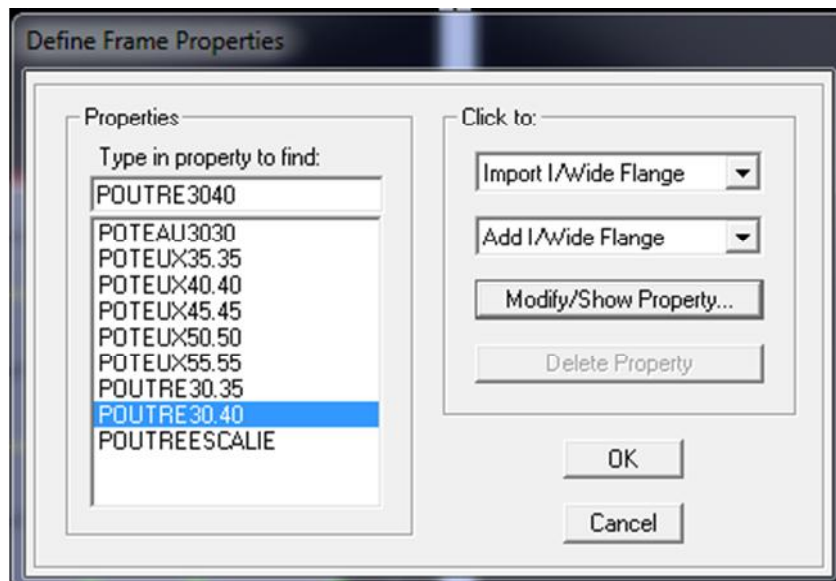
- **Poutres et poteaux :**

Define → **frame sections ou** ()

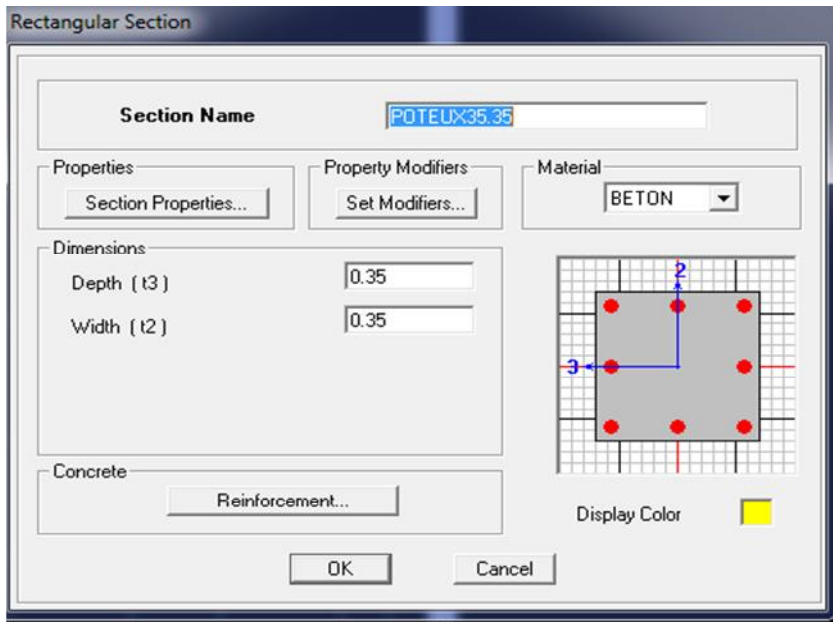
Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.


Remarque : lors de l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :
pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,



c) Affectation des sections aux éléments des portiques :





Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :

- **Les poutres** : Draw → Draw line objects → create lines in region 

Type of Line	Frame
Property	POUTRE3040
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0


- **Plancher** :


Pour ajouter des dalles pleines et des planchers :

- en plan, cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le contour de la dalle ou le plancher sera définie par les quatre lignes qui l'entourent dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer la dalle ou le plancher librement on choisit .


Property	PLANCHER
Local Axis	0.


- **Les poteaux:**

Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ().


Remarque:  cette instruction nous permet aussi d'introduire les poteaux mais il faut se mettre en élévation.

- **Les dalles pleines:**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas  ,

Out (create areas at click).  .

- **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines () mais il faut se mettre en élévation.

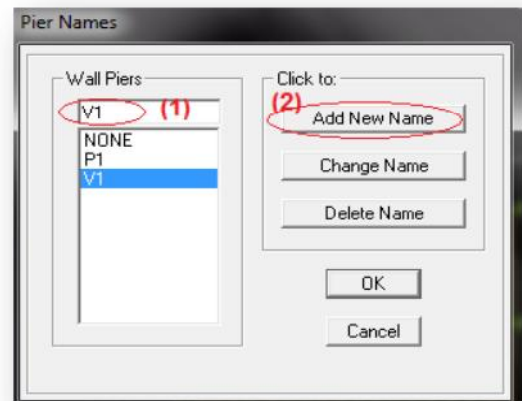
Remarque :


- ✓ Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs, pour les introduire on les défini comme des voiles avec les dimensions du poteau.
- ✓ Les voiles et leurs raidisseurs forment un seul élément, et pour les définir on doit:

- Sélectionner le voile et les raidisseurs.
- Poursuivre l'instruction suivante

Assing → Shelle/ Area → Pier Label  .

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :



-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide  dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

- Dans la barre d'outils on clique sur **Define** puis **wall/slab/deck**

On choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à



dimensionner tous les éléments de l'ossature.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.

Remarque :

Si les éléments de la structure sont les mêmes pour tous les étages on peut créer pour un seul on sélectionne tout **Edit Replicate**, pour **x** et **y** c'est zéro et pour **z** c'est la hauteur d'étage.


IV-5.3) Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu

Assigne → **joint/point**, puis

Restreints (support), ou en cliquant sur 

- Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)
- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque.
- Pour les autres nœuds :
 - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
 - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
 - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
 - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)



b) Définir l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme dont cette masse égale :

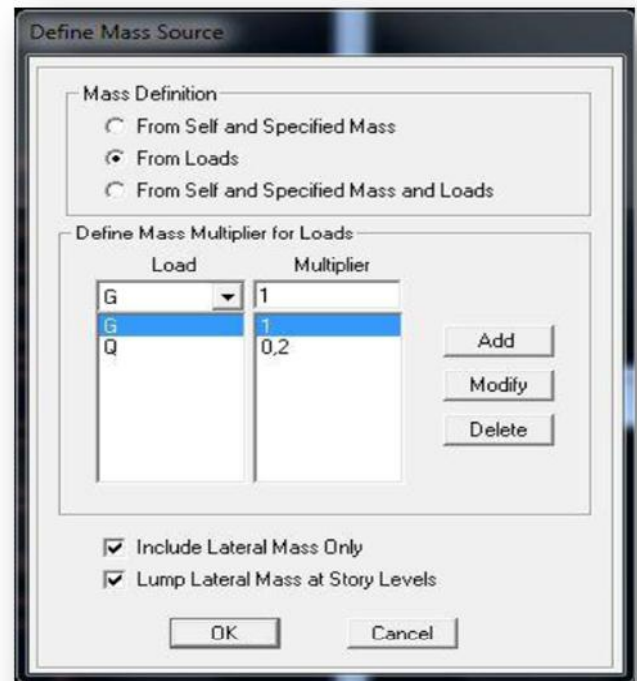
$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération, $\beta = 0.2$

L'instruction : **Define** → **masse source**



Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

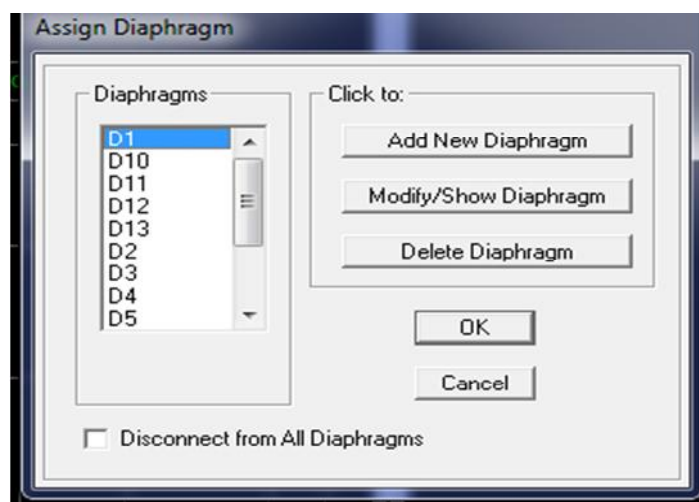


c) Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela : Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigiddiaphragm

On choisit **Add New Diaphragm** → On va l'appeler **D1** puis **ok**



On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

IV-5.4) Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

a) *Charge Statiques (G et Q):*

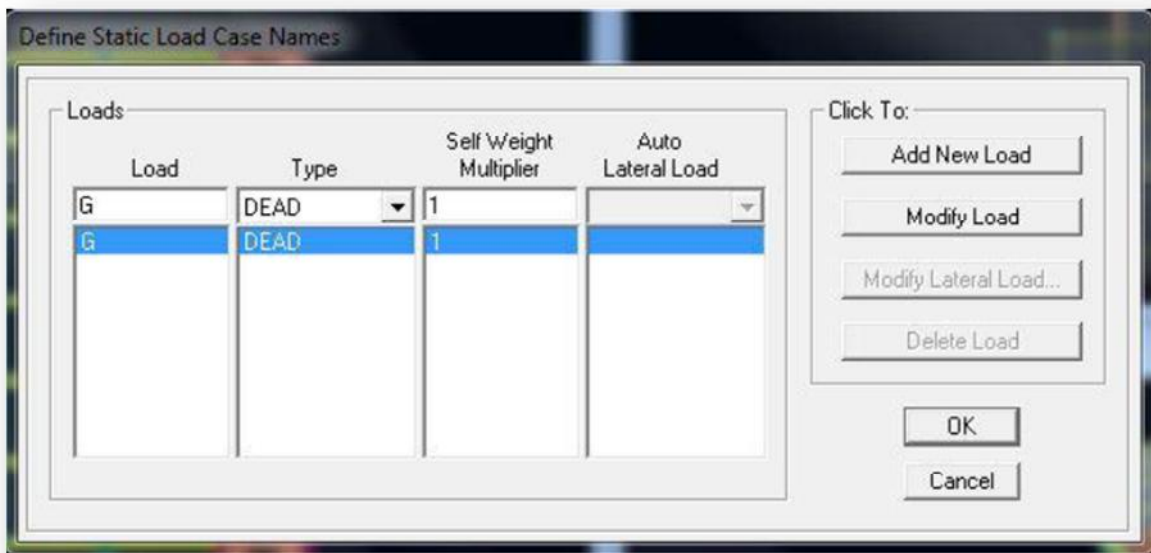
La structure est soumise à des charges permanentes G et des charges d'exploitation Q

▪ **Charges permanentes G :**

Load Name (nom de la charge)

Type: DEAD (permanent)

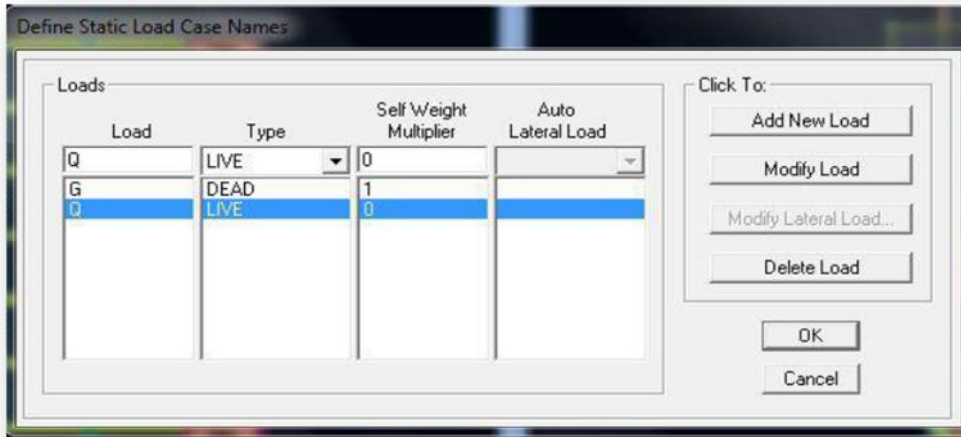
Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre): **1**

▪ **charges d'exploitation Q:**

Load Name (Nom de la charge):**Q**

Type: LIVE (exploitation)

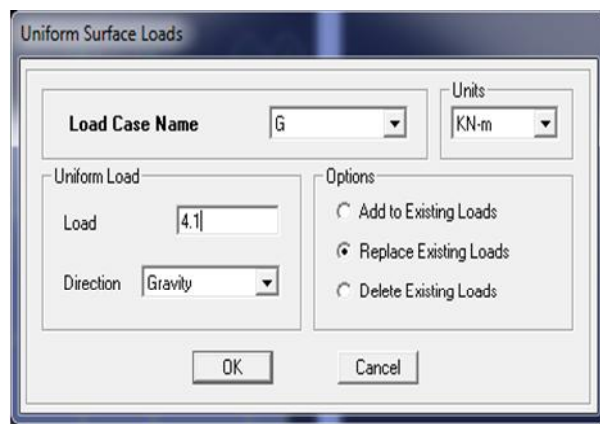
Self-weight multiplier (coefficient interne poids propre):**0**



▪ **Chargement:**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation, on introduit ces charges surfaciques pour les dalles pleines et les planchers, et pour se faire:




✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads →  Uniform.

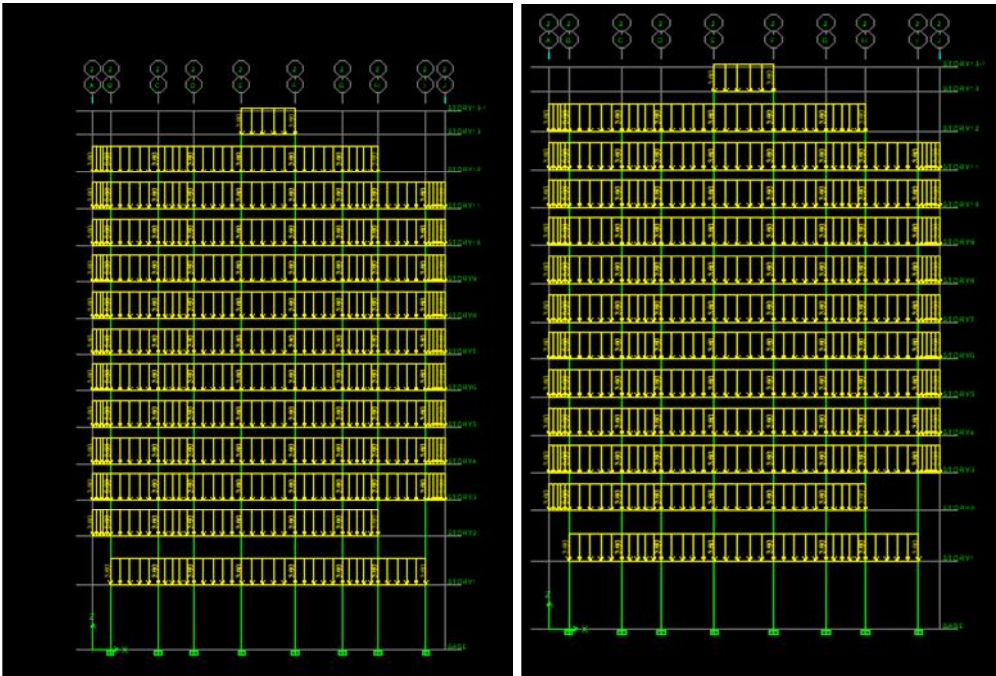
Attention: pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids

Propres : $G_{dalle} = \rho_{béton} \times e_{pdalle}$

- La visualisation graphique des forces :

Display → show loads → frame/ line 

Cette instruction permet la visualisation graphique des charges et ses valeurs.



b) Charge Sismique :

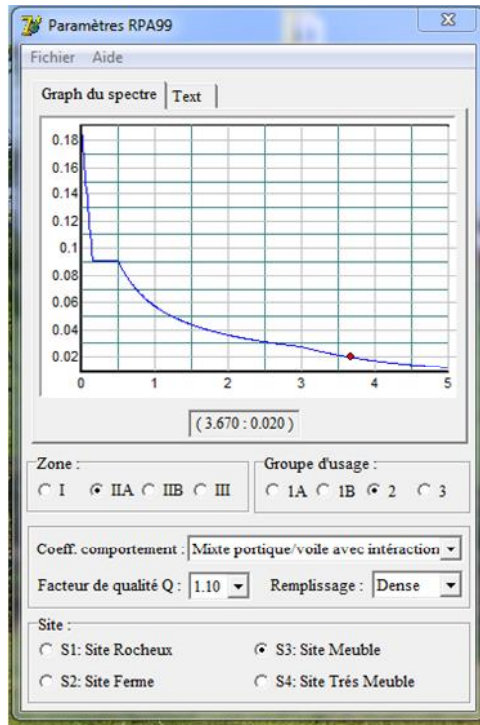
- *Spectre de réponse* :

Le 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 .

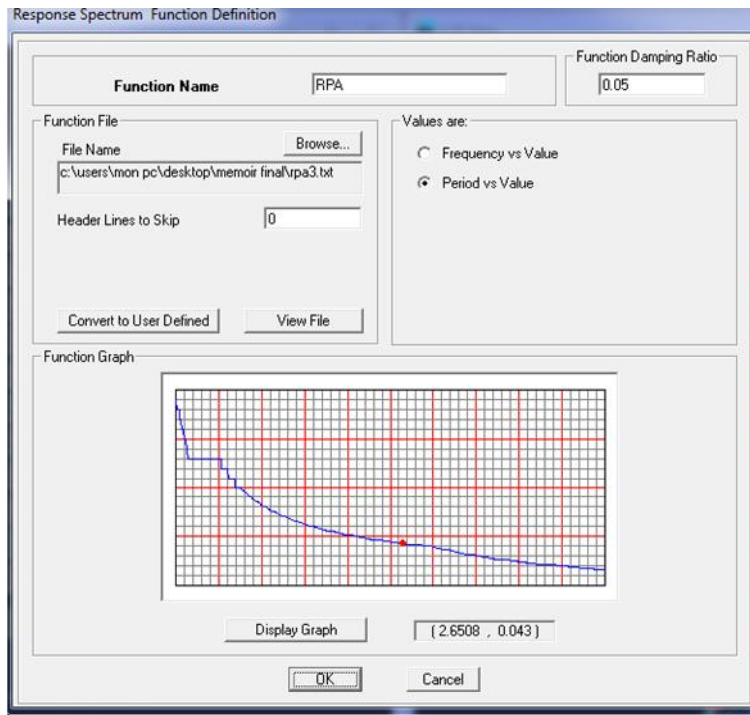
Pour définir le spectre de repense cliquer sur



la fenêtre suivante va apparaitre :



Define → Response Spectrum Functions

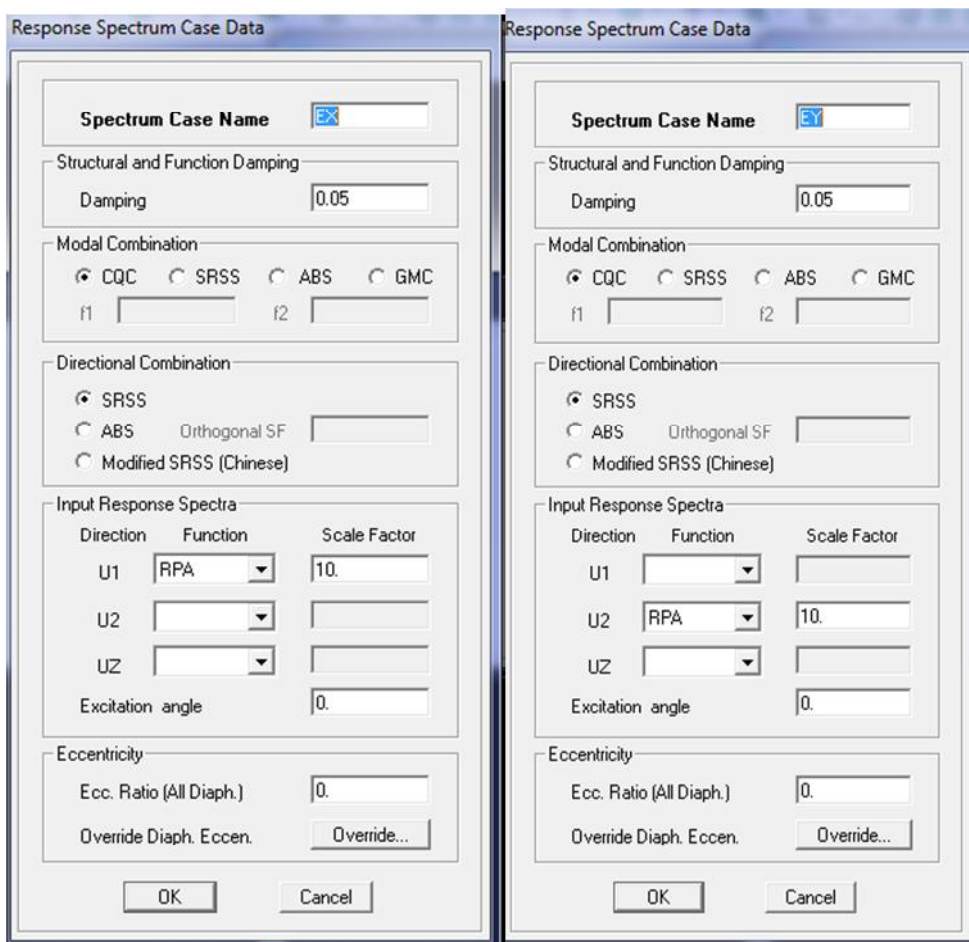


Clique sure **Add spectrum from fil**

- **Chargement :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'étape qui consiste à la définition du Chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define →  **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**



V-5.5) Cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**

 **Add new Comb.**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Les combinaisons accidentelles d'après

RPA sont :

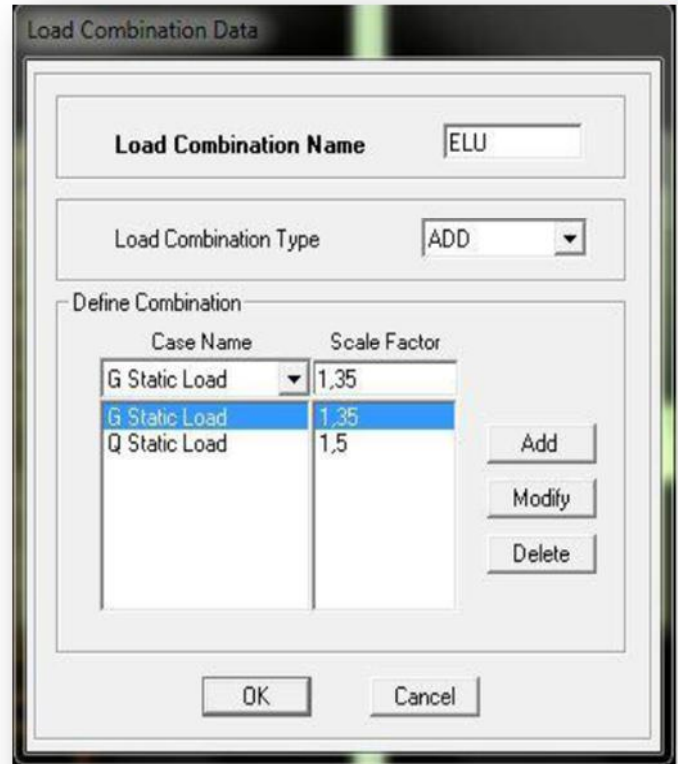
$0.8G \pm EY ; G + Q \pm EY$

$0.8G \pm Ex ; G + Q \pm Ex$

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : $1.35G + 1.5Q$,

ELS : $G + Q$



V-5.6) Sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer

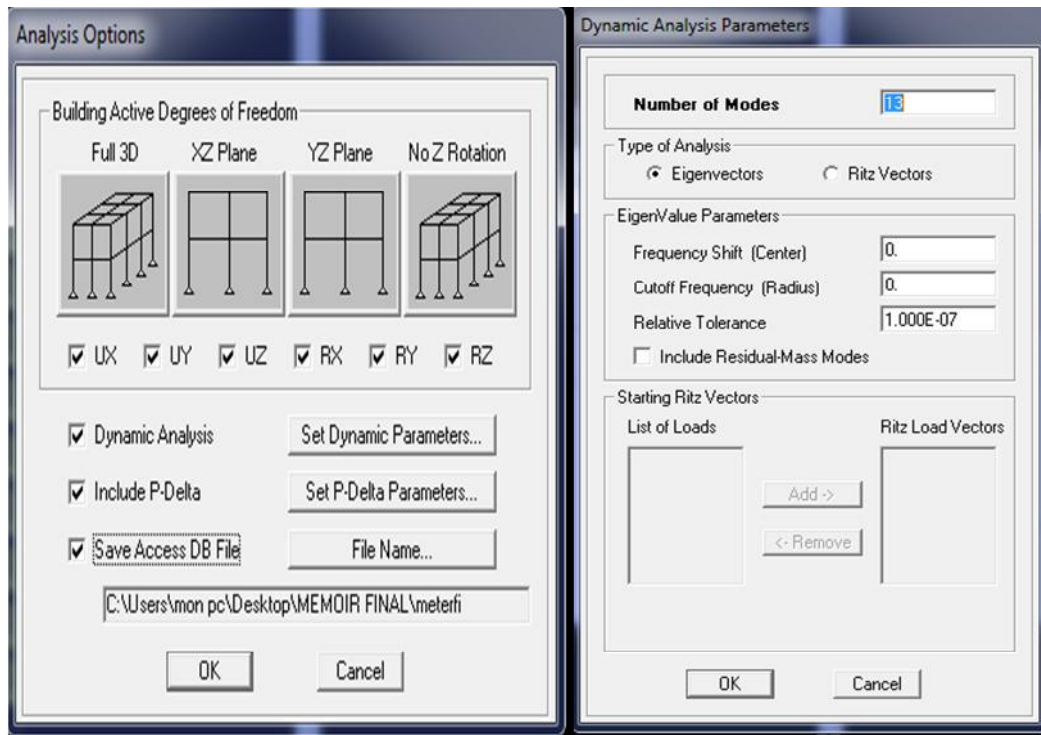
l'exécution du problème mais il ya lieu

de spécifier le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier de données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze Set analyze → Options

Cliquer sur **Set DynamicParameter Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.



L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).


Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

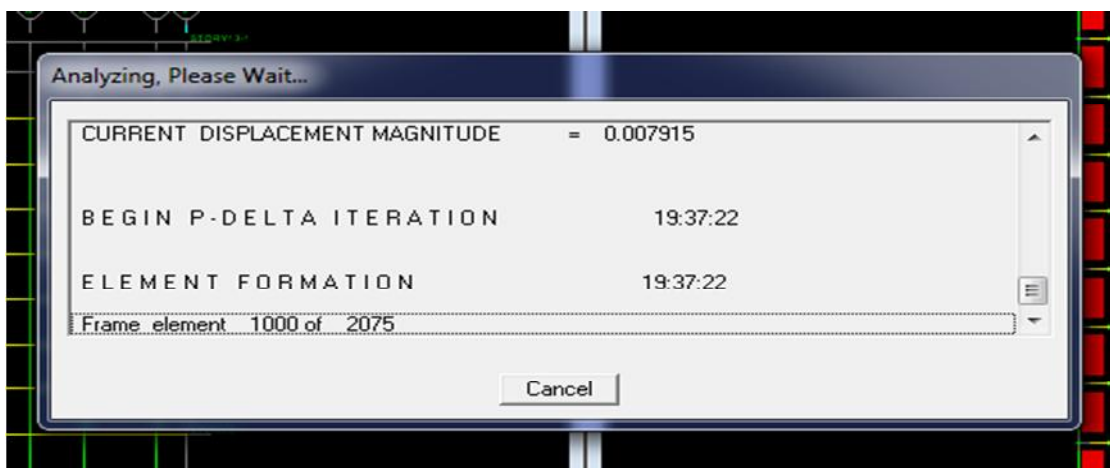
Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

V-5.7) Septième étape :

- **Exécution :**

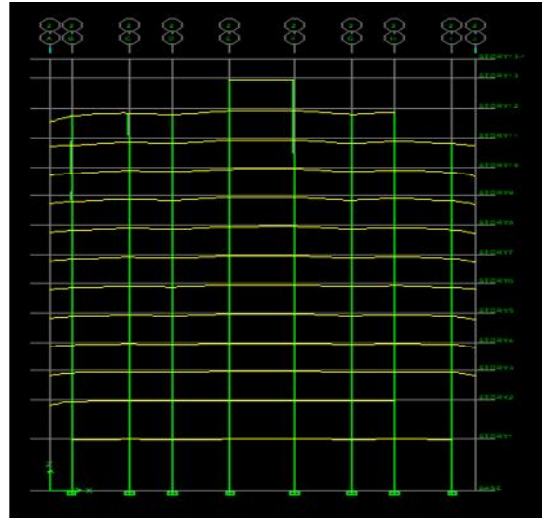
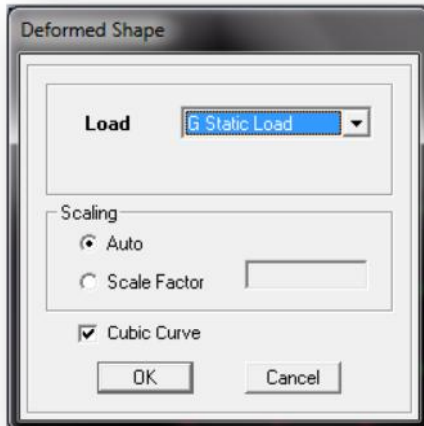
Analyse → **Run** (f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant

Avec : **File** → **Save as**.



- Déplacements 

Display → show Deformedshape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées

- Visualisation des réactions 

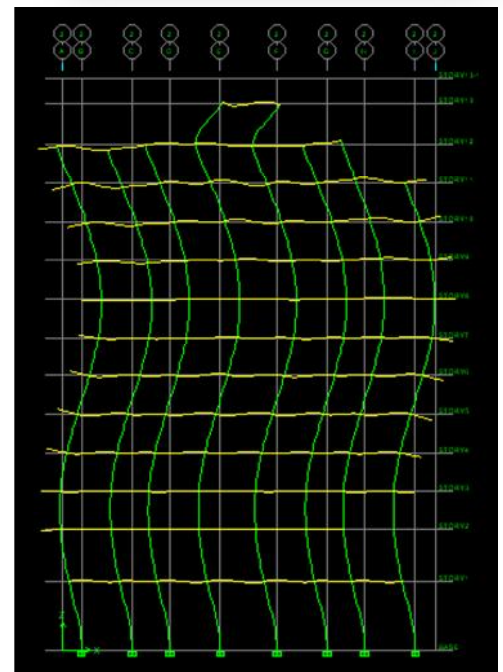
Display → show Member Forces /Stress Diagram → Support/ Springs Reaction.



- Visualisation des modes de vibration 

Display → Show Mode Shepe

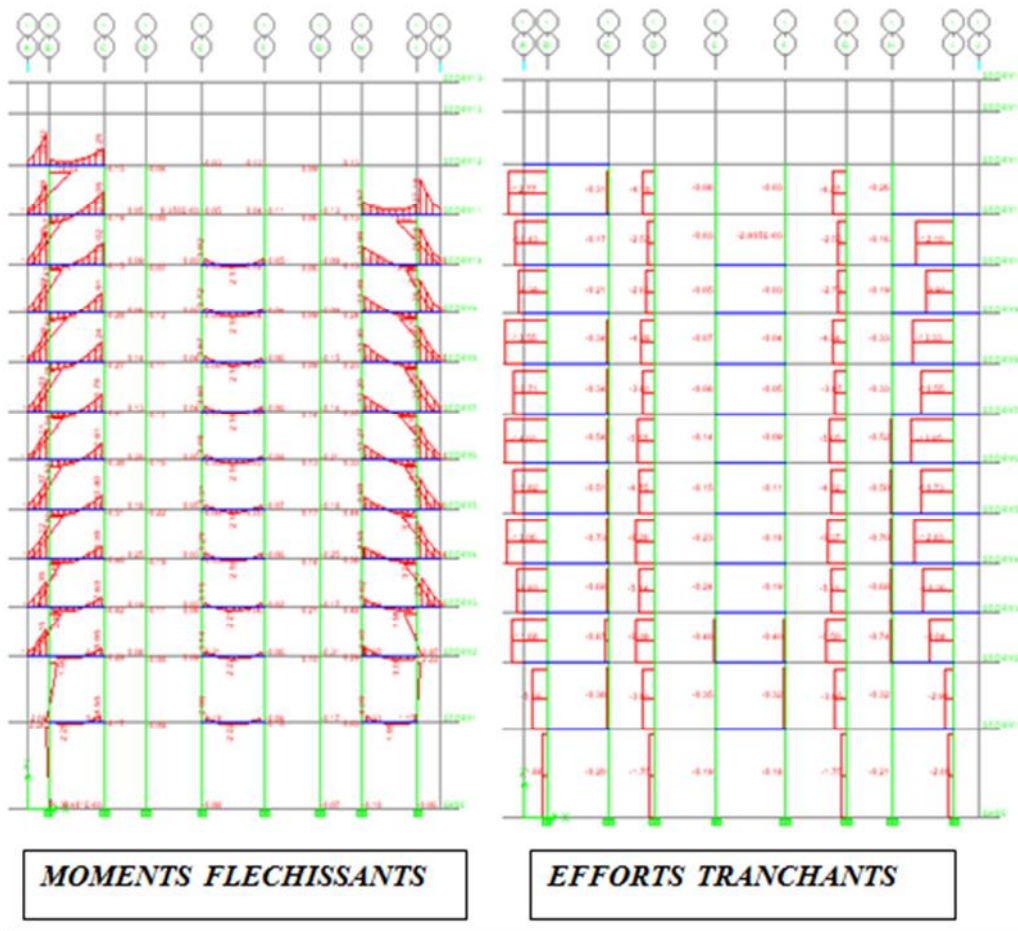
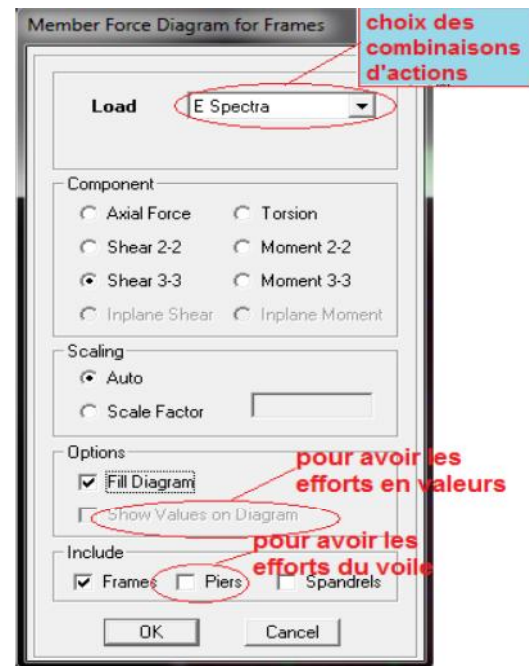
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace



- **Visualisation des efforts internes**

Display → show Member Forces /stress Diagram → Frame /Pier/Spandrel Forces.

Les diagrammes des efforts tranchants, des efforts normaux ou des moments fléchissant peuvent être tracés pour la structure entière ou par élément Par cette instruction.

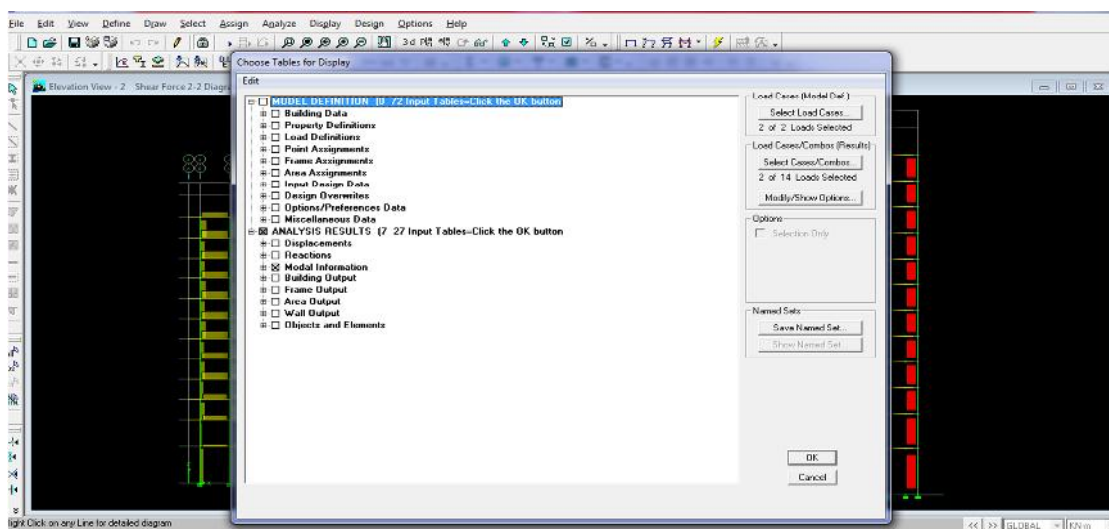


- **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → **Show Tables.**

Les efforts internes :



Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.775218	0.0021	73.7320	0.0000	0.0021	73.7320	0.0000	97.6320
2	0.650709	0.3059	1.6840	0.0000	0.3080	75.4160	0.0000	1.8505
3	0.569954	68.8333	0.0206	0.0000	69.1414	75.4366	0.0000	0.0219
4	0.249067	0.9728	0.0003	0.0000	70.1142	75.4369	0.0000	0.0000
5	0.236918	0.0009	8.7888	0.0000	70.1151	84.2257	0.0000	0.0994
6	0.202419	0.0055	0.0353	0.0000	70.1205	84.2610	0.0000	0.0003
7	0.199204	0.0002	5.2615	0.0000	70.1208	89.5225	0.0000	0.0650
8	0.158615	0.0102	0.1532	0.0000	70.1310	89.6757	0.0000	0.0032
9	0.127663	19.4885	0.0006	0.0000	89.6195	89.6763	0.0000	0.0000
10	0.103387	0.0007	4.8585	0.0000	89.6202	94.5348	0.0000	0.2592
11	0.069291	0.0027	0.0563	0.0000	89.6229	94.5911	0.0000	0.0021
12	0.061684	0.0008	2.3891	0.0000	89.6237	96.9802	0.0000	0.0267
▶ 13	0.056014	5.7815	0.0002	0.0000	95.4052	96.9804	0.0000	0.0000

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **unUX**, **sunUY**

Remarque :

Pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel

- Edit → copy Entire Table ;
- Après on va le copier sur la feuille d'excel.

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions

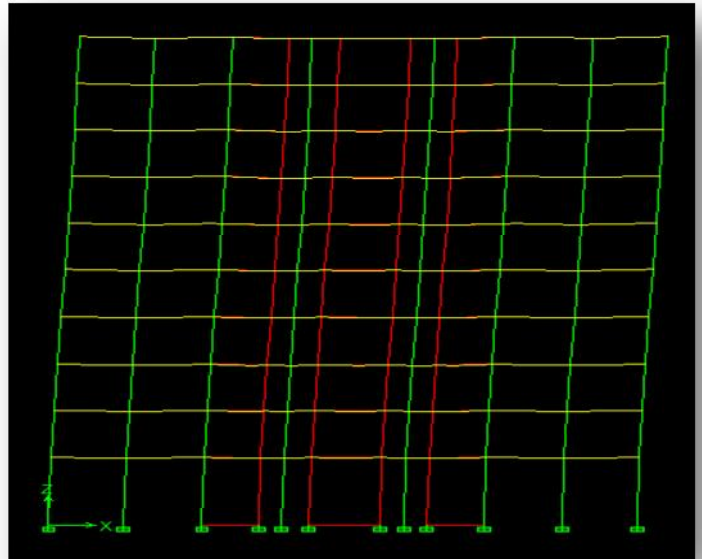
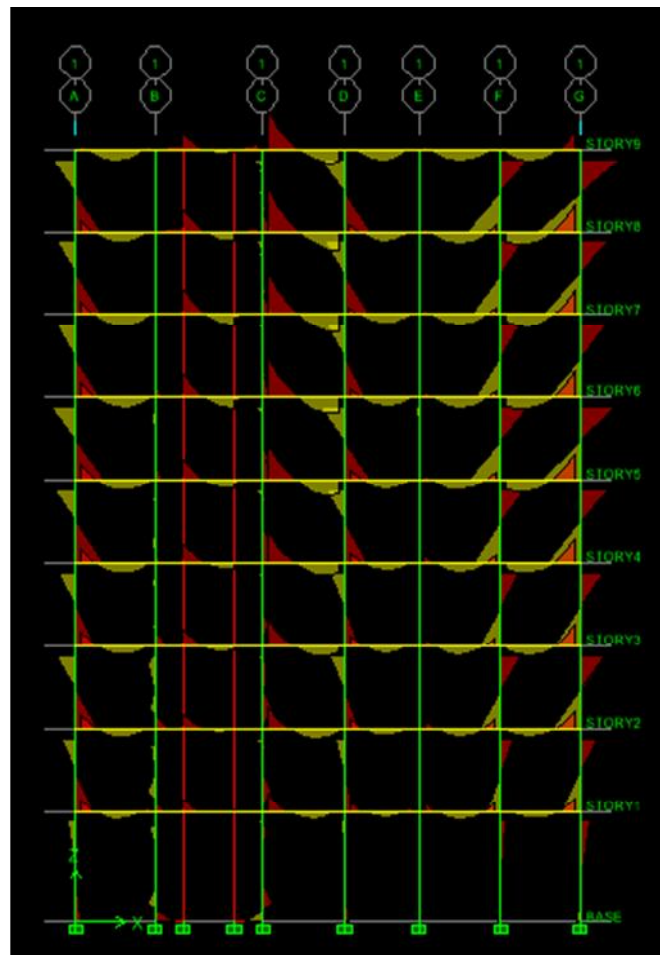


Diagramme des efforts interne :

Pour avoir les diagrammes des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Membre forces/stresses diagram** dans le menu **display**



Chapitre V

Vérification du RPA

Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.1.1) Méthode statique équivalente :

V.1.1.1) Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.1.1.2) Conditions d'application de 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, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, 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 IIb 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.

V.1.2) Les Méthodes Dynamiques :**V.1.2.1) La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.1.2.2) La 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

1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- ★ La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

Chapitre V :

Vérification RPA

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003 $\longrightarrow C_T=0.05$.

$T=0.05x(44,94)^{3/4}=0,86 \text{ s.} > 0.775218$ (la période et vérifier)

Remarque :

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%

D'où : $T= 1,3 \times 0,86 = 1.11[\text{s}] \geq T_{\text{etabs}} = 0.776202 [\text{s}] \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

Tableau V-1) Période et participation massique :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.775218	0.0021	73.732	0	0.0021	73.732	0
2	0.650709	0.3059	1.684	0	0.308	75.416	0
3	0.569954	68.8333	0.0206	0	69.1414	75.4366	0
4	0.249067	0.9728	0.0003	0	70.1142	75.4369	0
5	0.236918	0.0009	8.7888	0	70.1151	84.2257	0
6	0.202419	0.0055	0.0353	0	70.1205	84.261	0
7	0.199204	0.0002	5.2615	0	70.1208	89.5225	0
8	0.156615	0.0102	0.1532	0	70.131	89.6757	0
9	0.127663	19.4885	0.0006	0	89.6195	89.6763	0
10	0.103387	0.0007	4.8585	0	89.6202	94.5348	0
11	0.069291	0.0027	0.0563	0	89.6229	94.5911	0
12	0.061684	0.0008	2.3891	0	89.6237	96.9802	0
13	0.056014	5.7815	0.0002	0	95.4052	96.9804	0

La somme des masses modales dans le 13^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 73,73% suivie d'une rotation en 2^{ème} mode et une translation suivant X avec une mobilisation de masse de 68.83% en 3^{ème} mode.

Chapitre V :

Vérification RPA

V.2) Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6)

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 sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA 99 (4-1)}$$

b) Déduction des coefficients A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique II}_a \end{array} \right\} A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement. donné par le (Tab 4.3), $R = 5$ (Mixte portiques/voiles avec interaction).

c) Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est 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 :

$$Q = 1 + \sum P_i$$

P_i : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le **tableau 4.4/RPA99 mod 2003**.

Chapitre V :

Vérification RPA

Régularité en plan et en élévation : RPA99 mod 2003 art 3.5.1

Régularité en plan :

Il faut vérifier que :

$$0.25 \leq L_x/L_y \leq 4 \quad \text{et} \quad (l_1+l_2)/L \leq 0.25$$

$$(4.5)/26.5 = 0.17 > 0.25$$

Donc la condition est vérifiée.

Régularité en élévation :

- il faut vérifier que : $B_i/B_{i-1} \geq 0,8$

$$29,5/24 = 1,23$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

Tableau V-2) Valeurs de pénalités P_q dans les deux sens :

Pénalité P_q :		
Critère :	Observé :	Non observé :
Régularité en plan	OUI	/
Régularité en élévation	NON	0.05
Conditions minimales sur les fils	OUI	/
Redondance en plan	OUI	/
Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05
suivi de chantier:	OUI	/

Donc : $Q = 1.1$

Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS :

On déduit le poids de la structure qui égale à **38954.258KN**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4,2) de RPA03, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 : Site moule $\longrightarrow S_3 \implies T_2 = 0.5s$.

Chapitre V :

Vérification RPA

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2).

le système est constitué de portiques plus que de voiles $\implies \xi = 7\%$

D'où $\eta = 0.76 \geq 0.70 \longrightarrow$ condition vérifiée.

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.86 \text{ (déjà calculé)}$$

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. **Cas n° 4** : Contreventement assuré partiellement ou Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_T = 0.0$

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^2 = 0.88 = 1.36$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_t sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-3) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_t :

Paramètre :	Valeur :	Article du RPA :
Coefficient de zone A	0,15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1,1	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0,5 sec	Tableau 4.7
Poids total de la structure W_t	38690.168 KN	/
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	1,36	formule 4.2

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0,15 \times 1,36 \times 1,1}{5} \times 38685.5 \text{ KN} = 1736,4 \text{ KN}$$

$$V_{\text{etabs } x-x} = 5654.48 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 1389.12 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{etabs } y-y} = 4811.75 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 1389.12 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

Chapitre V :

Vérification RPA

V.3) Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta$

Tableau V-4): Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y :

Niveau	Sens longitudinal (x)		Sens transversal (y)		
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% $h_{\text{étage}}$ (m)
13	0.0177	0.003	0.0229	0.0017	< 0.0323
12	0.0147	0.0014	0.0212	0.0018	< 0.0306
11	0.0133	0.0014	0.0194	0.0015	< 0.0306
10	0.0119	0.0015	0.0179	0.0015	< 0.0306
9	0.0104	0.0015	0.0164	0.0017	< 0.0306
8	0.0089	0.0014	0.0147	0.0019	< 0.0306
7	0.0075	0.0014	0.0128	0.0019	< 0.0306
6	0.0061	0.0013	0.0109	0.0021	< 0.0306
5	0.0048	0.0012	0.0088	0.002	< 0.0306
4	0.0036	0.0011	0.0068	0.0019	< 0.0306
3	0.0025	0.001	0.0049	0.0017	< 0.0306
2	0.0015	0.0009	0.0032	0.002	< 0.0408
1	0.0006	0.0006	0.0012	0.0012	< 0.0504

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

V.4) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

a) Sous l'action de E_y :

$\delta_{max} = 0.02 \text{ m}$ et $f = H_t/500 = 44,94/500 = 0.089 \text{ m}$ Condition vérifiée.

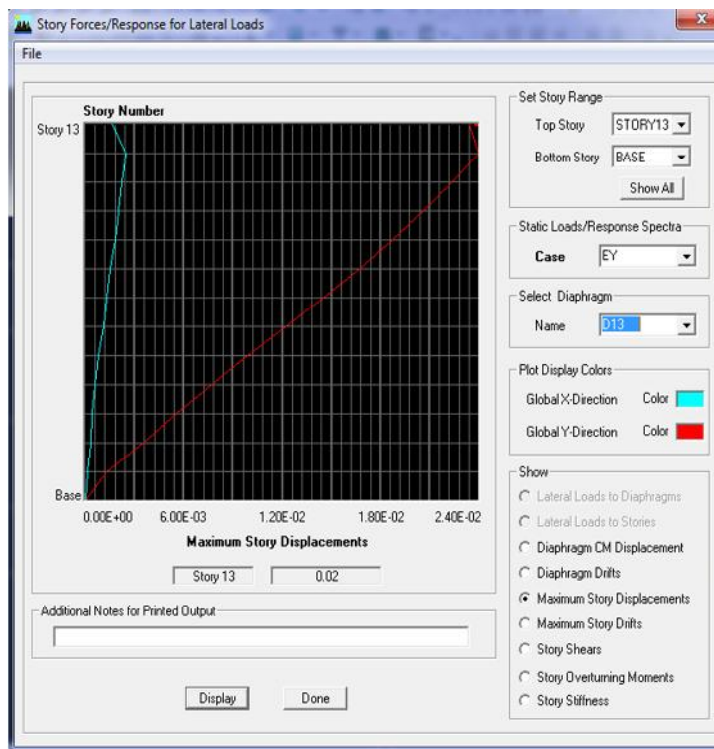


fig V.1) : déplacement maximal selon y-y

b) Sous l'action de Ex :

$\delta_{max} = 0.02 \text{ m}$ et $f = Ht/500 = 44,94/500 = 0.089 \text{ m}$ Condition vérifiée.

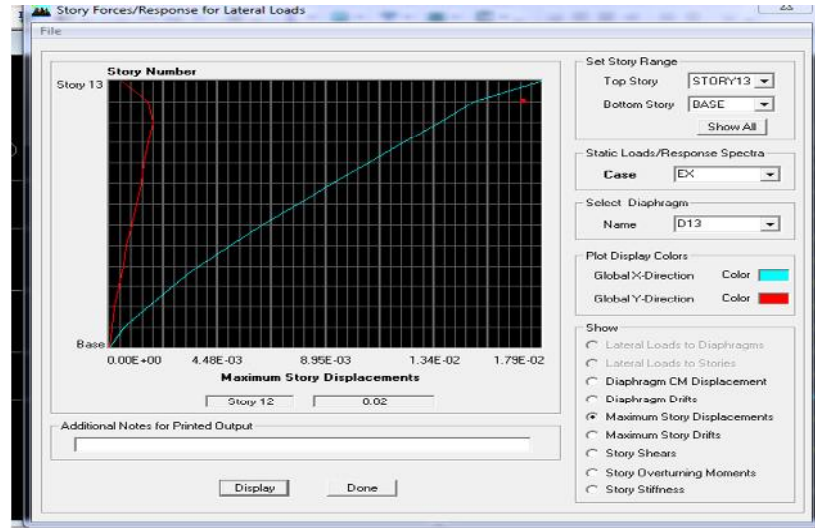


fig V.2) : déplacement maximal selon x-x

V.5) Justification de l'interaction portiques-voiles :

❖ Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut »

➤ Charges sismiques totale :

Sens xx : 7573.94 KN

Sens yy : 82467.31KN

➤ Charges sismiques reprise par les portiques :

Sens xx : 4136.97 (54.62%)

Sens yy : 45139.31 (54.79%)

➤ Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens xx : 3436.97 (45.37%)

Sens yy : 37328.69 (45.21%)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement [ossature mixte avec interaction].

V.6) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$ $L = 29,5 \text{ m}$

Tableau V-5): Vérification de l'excentricité :

N	Diaphr	X_{C_M}	Y_{C_M}	X_{C_R}	Y_{C_R}	$C_M -$	$C_M -$	5% L	Vérification
1	D	14.79	7.692	14.901	8.014	-0.111	-0.322	1.47	✓
2	D	13.258	7.73	14.987	7.796	-1.729	-0.066	1.47	✓
3	D	14.95	7.719	14.989	7.778	-0.039	-0.059	1.47	✓
4	D	14.972	7.724	14.976	7.78	-0.004	-0.056	1.47	✓
5	D	14.975	7.726	14.959	7.791	0.016	-0.065	1.47	✓
6	D	14.841	7.743	14.941	7.807	-0.1	-0.064	1.47	✓
7	D	14.981	7.729	14.923	7.824	0.058	-0.095	1.47	✓
8	D	14.983	7.731	14.907	7.842	0.076	-0.111	1.47	✓
9	D	14.986	7.732	14.891	7.86	0.095	-0.128	1.47	✓
10	D	14.988	7.733	14.876	7.875	0.112	-0.142	1.47	✓
11	D	14.847	7.736	14.861	7.889	-0.014	-0.153	1.47	✓
12	D	11.934	7.654	14.844	7.898	-2.91	-0.244	1.47	✓
13	D	14.75	7.6	14.756	7.7	-0.006	-0.1	1.47	✓

V.7) Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis a des charges axiales. Cet effet est étroitement lié a la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = PK \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

- L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

Tableau (V-6) Vérification de l'effet P-Delta :

Niv :	PK(KN)	ΔK _x m	ΔK _y m	V _{Kx} KN	V _{Ky} KN	h _K m	θ _{KX}	θ _{KY}	Verif
01	725.0725	0.003	0.0017	117.54	131.3	5,4	0,0034	0.0017	✓
02	577.7165	0.0014	0.0018	893.06	737.99	4,08	0,00022	0,00035	✓
03	573.1623	0.0014	0.0015	1781.51	1421.59	3,06	0,00014	0,0002	✓
04	550.3353	0.0015	0.0015	2508.35	1999.32	3,06	0,0001	0,00013	✓
05	542.9245	0.0015	0.0017	3107.59	2509.83	3,06	0,00085	0,00012	✓
06	528.5269	0.0014	0.0019	3622.76	2970.34	3,06	0,00066	0,00011	✓
07	529.6602	0.0014	0.0019	4075.42	3379.75	3,06	0,0006	0,000097	✓
08	523.8067	0.0013	0.0021	4463.24	3737.21	3,06	0,0005	0,000096	✓
09	517.9561	0.0012	0.002	4798.46	4053.31	3,6	0,00036	0,00007	✓
10	512.8827	0.0011	0.0019	5083.91	4317.53	3,6	0,00003	0,00006	✓
11	502.5818	0.001	0.0017	5333.27	4536.13	3,6	0,000026	0,00005	✓
12	380.7931	0.0009	0.002	5530.84	4707.48	3.6	0.000017	0.00004	✓
13	42.2993	0.0006	0.0012	5654.45	4811.75	3.23	0.000013	0.000003	✓

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des poutres

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons procéder au ferrailage des éléments du bâtiment étudié qui est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent, ainsi que la représentation des plans d'exécutions.

VI.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{L'ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{L'ELS : } G + Q \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Selon le BAEL 99}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Selon RPA99 modifier en 2003}$$

VI.1.1.Recommandation de RPA version 2003:

a. Armatures longitudinales (RPA 99/2003 Art.7.5.2.1):

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton : Poutres principales :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutre escalier $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 25 = 3.12 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de 40 (Zone II_a).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de 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 cadres par nœud.

b. Armatures transversales (RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):

- La quantité d'armatures minimale et données par : $A_{\min} = 0.003 \cdot St \cdot b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - ✓ $St = \min (h/4; 12 \varnothing)$; en zone nodale .
 - ✓ $St \leq h/2$; en dehors de la zone nodale (courante)
- \varnothing : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI. 2. Calcul des armatures:

Calcul du moment réduit « μ » :

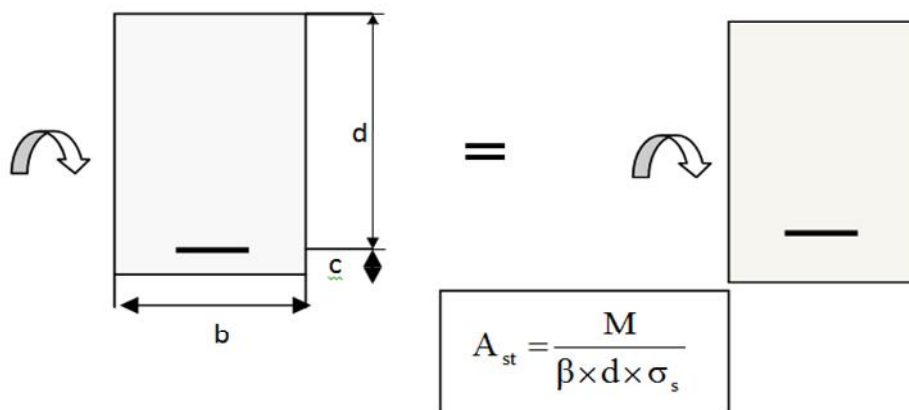
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

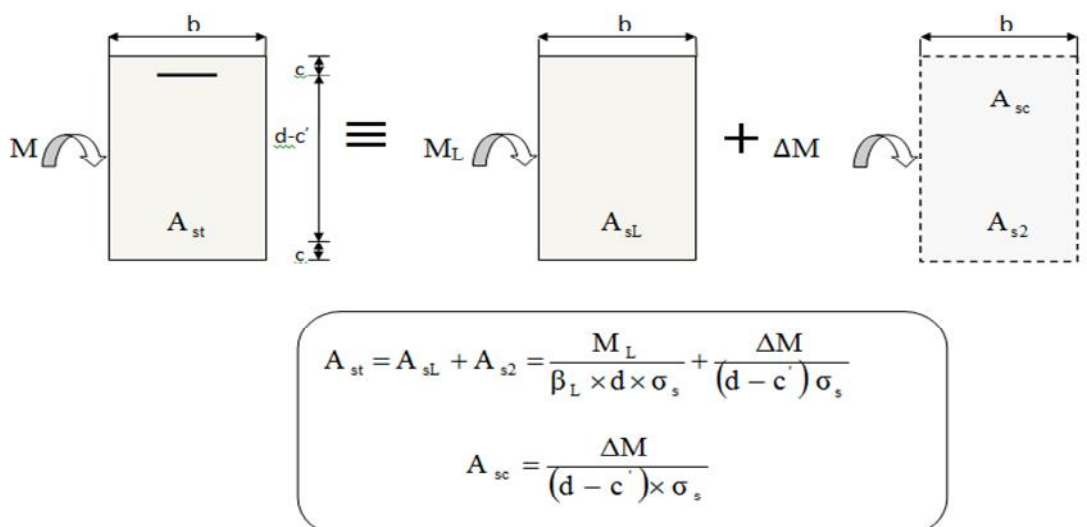
On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)



➤ 2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessous.

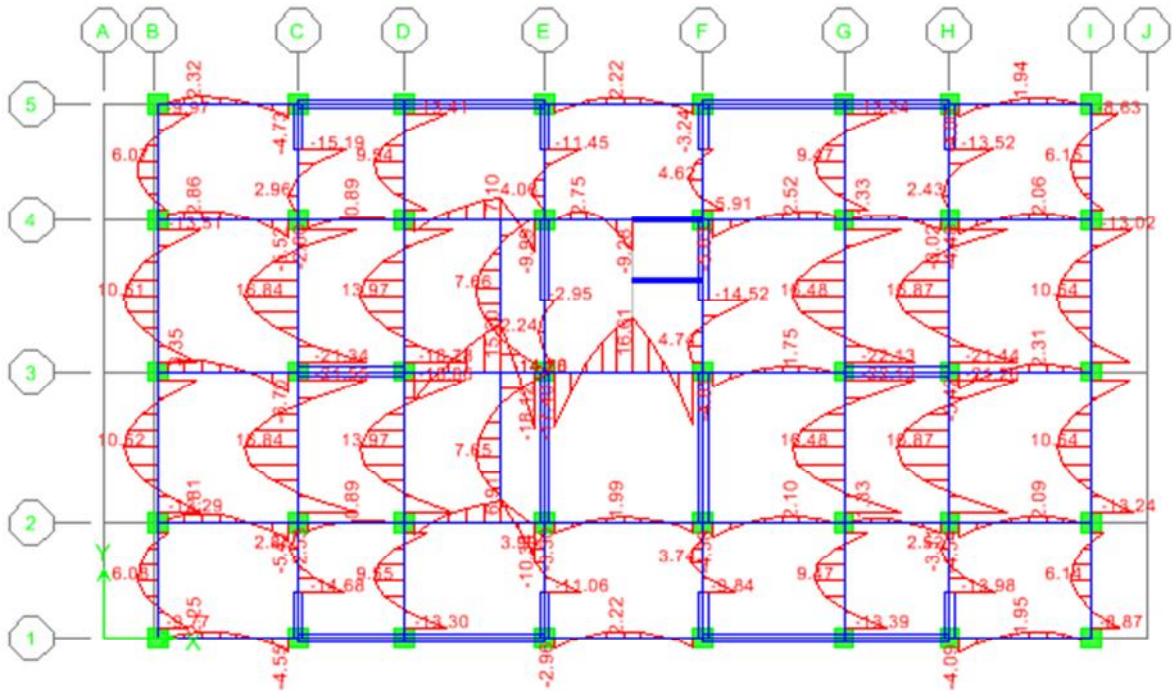


Fig VI.1. Exemple de diagramme des moments fléchissant des poutres

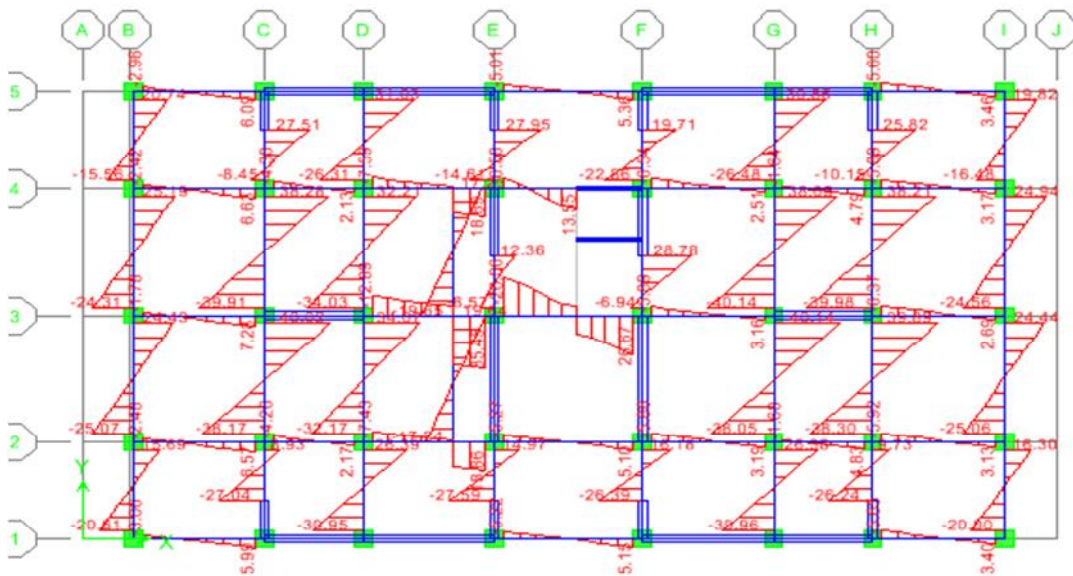


Fig VI.2. Exemple de diagramme des efforts normaux d'une poutre

VI. 3. Ferrailage des poutres:

VI.3.1. Poutres principales non adhéres aux voiles :

Tableau VI.1: Ferrailage des Poutres principales non adhéres aux voiles.

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
En travée	49.72	ELU	SSA	6	3.94	6.03	3 HA16
Sur appuis	85.3	ELU	SSA	6	7	8.29	3HA16+2HA12

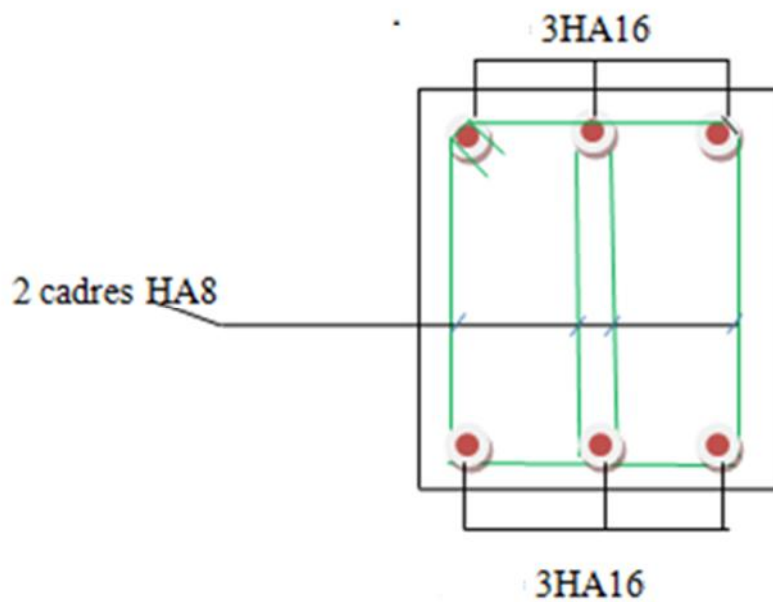


Fig.VI.3 : Coupe vertical en travée des poutres non adhéres aux voiles

VI.3.2. Poutres principales adhérents aux voiles :

Tableau VI.2: Ferrailage e des Poutres principales adhérents aux voiles

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
EN TRAVE	69.85	ACC	SSA	6	5.64	6.03	3HA16
En appuis	73 .15	ACC	SSA	6	5.91	8.29	3HA16+2HA12

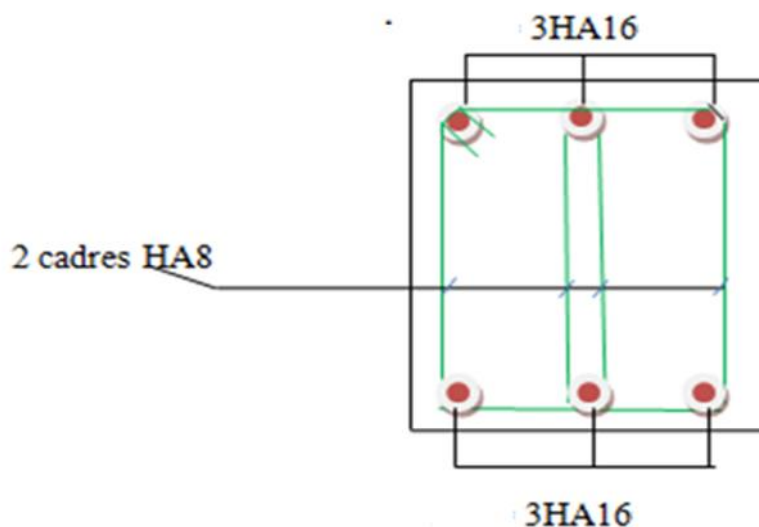


Fig.VI.4 : Coupe vertical en travée de poutres principales adhérentes aux voiles

VI-3.3-Poutres secondaires:

Tableau VI.3: Ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles

Niveau	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
En travé	51.213	Sismique	SSA	5.25	4.75	6.03	3HA16
En appuis	71 .12	Sismique	SSA	5.25	7.04	8.29	3HA16+2HA12

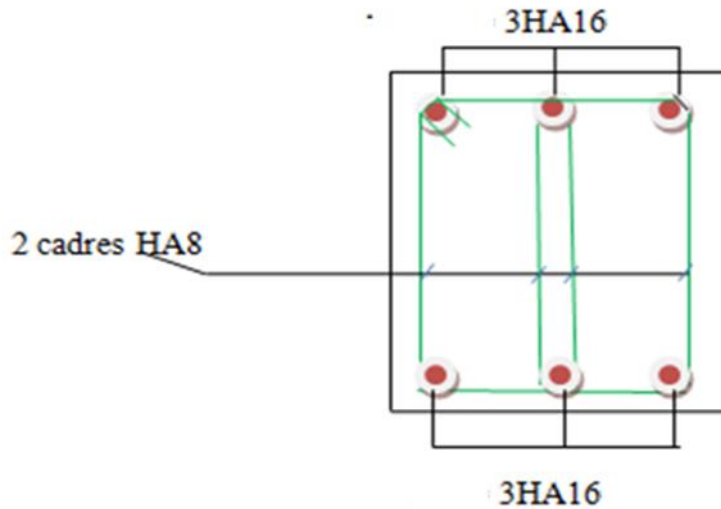


Fig.VI.5: Coupe vertical en travée des poutres secondaires

VI.3.4-Poutres escalier (sous sol) :

Tableau VI.4: Ferrailage Poutres palières

	Mu(KN.m)	COMB	OBS	Amin	As calculée	As adoptée	
en travée	16.41	ELU	SSA	3.12	1.46	3.39	3HA12
en appuis	-31.01	ELU	SSA	3.12	2.8	3.39	3HA12

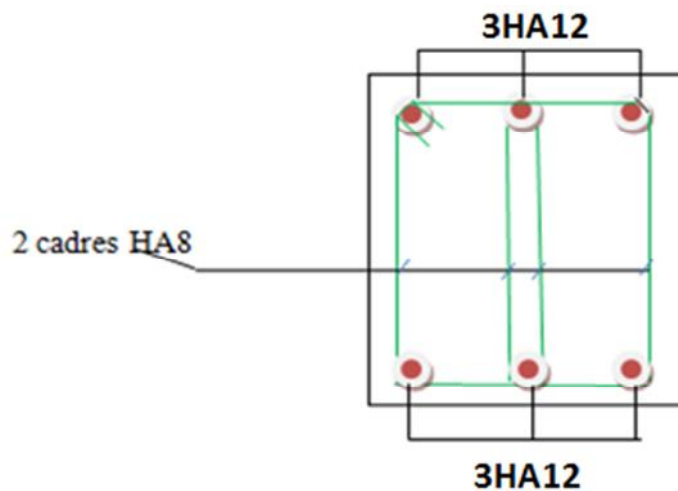


Fig.VI.6: Coupe vertical des poutres escalier

VI.4. Vérification :

VI.4.1. Vérification à ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30x40 :) → $A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30x35): → $A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$

Conclusion : La condition est vérifiée.

➤ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003):**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$$

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$
- Poutre escalier : $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 25 = 3.12 \text{ cm}^2$

La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.

➤ **Justifications vis-à-vis des sollicitations : (Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)**

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 « σ_u », prise conventionnellement égale à : $= \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_m^a : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\sigma_u = 113.16 \times 10^{-3} / (30 \times 38) = 0.992 \text{ MPA}$

- Poutres secondaires $\sigma_u = 80.31 \times 10^{-3} / (30 \times 33) = 0.81 \text{ MPA}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

- Poutres principales : $\sigma_u = 0.992 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée.
- Poutres secondaires : $\sigma_u = 0.81 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutres principales :** $T_u = 113.16 \overline{\text{KN}} < T_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ KN}$

✓ **Poutres secondaires :** $T_u = 80.31 \overline{\text{KN}} < T_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ KN}$

Conclusion : La condition est vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

$$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot U_i} \quad \text{Avec : } U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

✓ **Poutres principales :**

$$3\text{HA}16+2\text{HA}12 \longrightarrow U_i = \pi(3 \times 1.6 + 2 \times 1.2) = 22,6 \text{ cm}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{113.16 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 226} = 1,46 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}16+2\text{HA}12 \longrightarrow U_i = \pi(3 \times 1.6 + 2 \times 1.2) = 22,6 \text{ cm}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{80.31 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 226} = 1.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **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.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

- Pour 12 : $l_s = 42.33 \text{ cm.}$
- Pour 14 : $l_s = 49.38 \text{ cm.}$
- Pour 16 : $l_s = 56.44 \text{ cm.}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

- Pour 12 : $l_a = 16.93 \text{ cm.}$
- Pour 14 : $l_a = 19.75 \text{ cm.}$
- Pour 16 : $l_a = 22.58 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :** (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8$

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des espacements :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12 \phi_L; 30\right\} = \min\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right\} = \min(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30) = \mathbf{10\text{cm}}$$

- Poutres principales $S_t = 10\text{cm}$
- Poutres secondaires $S_t = 10\text{cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

- Poutres principales $S_t = 15\text{cm}$
- Poutres secondaires $S_t = 15\text{cm}$

- **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.

✓ **Poutres principales:** $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.

✓ **Poutres secondaires:** $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.05\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres principales}$$

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 \text{ poutres secondaires}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI. 4.2 Vérification à L'ELS :

➤ ELS vis-à-vis de la durabilité de la structure :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \quad \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Avec } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre :

$$I_x = \frac{bxy_1^3}{3} + nA_s'(y_1-d')^2 + nAs(d-y_1)$$

Y_1 : Position de l'axe neutre, donné par l'équation :

$$\frac{b}{2}xy_1^3 - nA_s'(y_1-d') + nAs(d-y_1) = 0$$

Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s .

- ✓ On détermine $\rho_1 = \frac{100xAs}{bxd}$
- ✓ Déduire les valeurs de β_1 et KI .
- ✓ Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$ et $\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 x d x Au}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

VI.4.3. Poutres principales non adhérees aux voiles à l'ELS :

Tableau VI.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales non adhérees aux voiles

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
en travée	35.082	6.03	0.567	0.888	29.64	0.0337	203.5	6.86	15	vérifiée
Aux appuis	61.08	8.29	0.70	0.878	25.98	0.038	289.5	11.14		

VI.4.4. Poutres principales adhérees aux voiles à l'ELS :

Tableau VI.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales adhérees aux voiles

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
en travée	41.25	6.03	0.567	0.888	29.64	0.0337	239.23	8.07	15	vérifiée
Aux appuis	63.14	8.29	0.567	0.888	29.64	0.0337	292.6	9.87		

VI.4.5. Poutres secondaires non adhérees aux voiles à l'ELS

Tableau VI.7: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles

	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
en travée	25.885	6.03	0.58	0.887	29.25	0.034	174.95	5.98	15	vérifiée
Aux appuis	39.56	8.29	0.809	0.871	23.76	0.042	189.00	7.95		

➤ Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/ BAEL91)

-Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

M_0 : Moment de travée de référence

M_t : Moment en travée.

L : Portée libre de la poutre.

Chapitre VI : Ferrailage des Poutres

2014

A : Section d'acier tendue en travée.

L : Portée libre de la poutre.

✓ **poutres principales :**

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{8,01}{30 \times 38} = 0,007 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,40}{4,30} = 0,093 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \longrightarrow \frac{0,40}{4,30} = 0,093 > \frac{35,082}{10 \times 39,52} = 0,088 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

✓ **poutres secondaires :**

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{8,01}{30 \times 33} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,35}{4,00} = 0,0875 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \longrightarrow \frac{0,35}{4,00} = 0,0875 > \frac{25,886}{10 \times 34,2} = 0,075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Dans les deux sens (longitudinale et transversale) toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

Chapitre VII

Ferraillage des poteaux

VII-1- Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

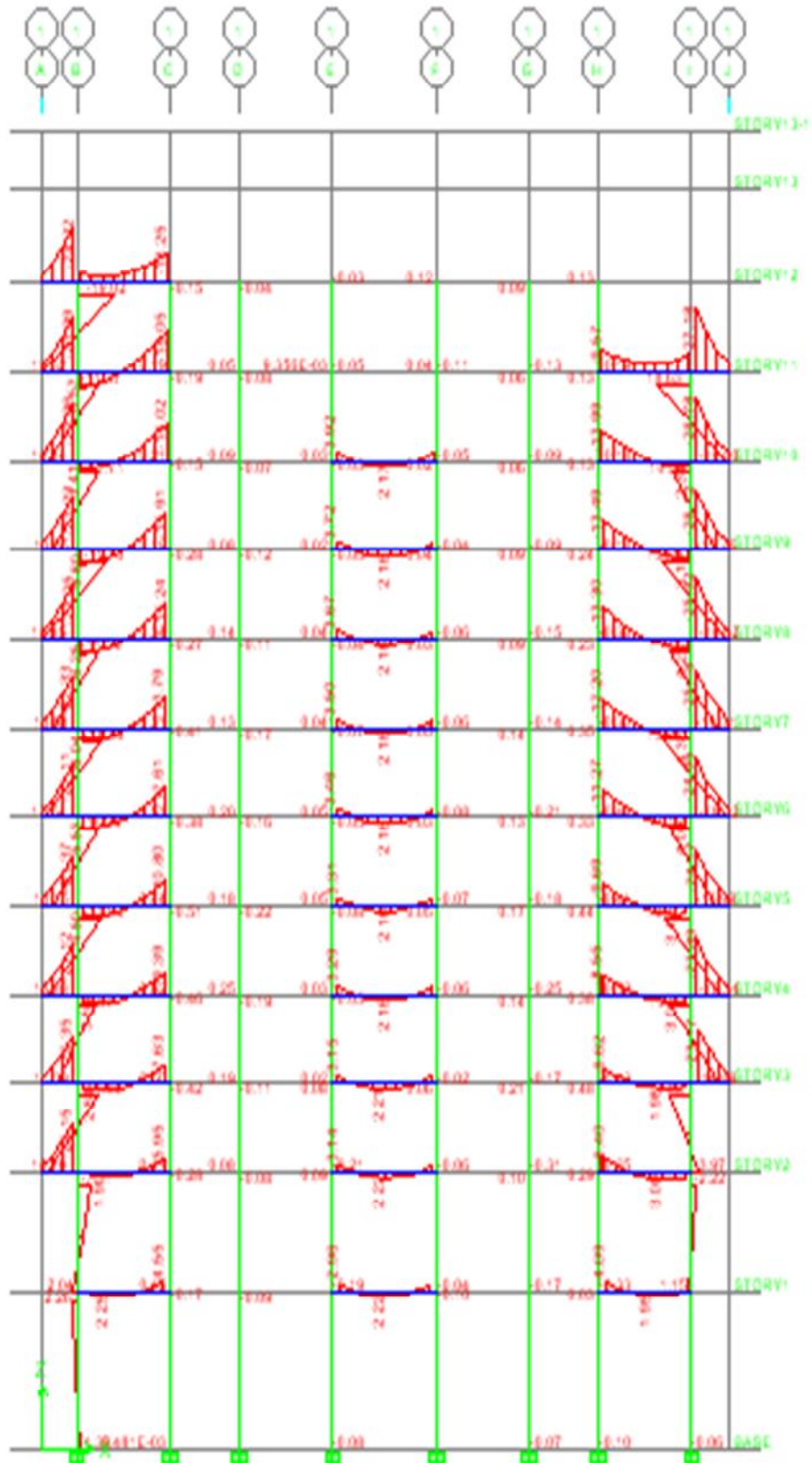
	γ_s	f_{C28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Situation durable	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	25	18,48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de ces trois types de sollicitations :

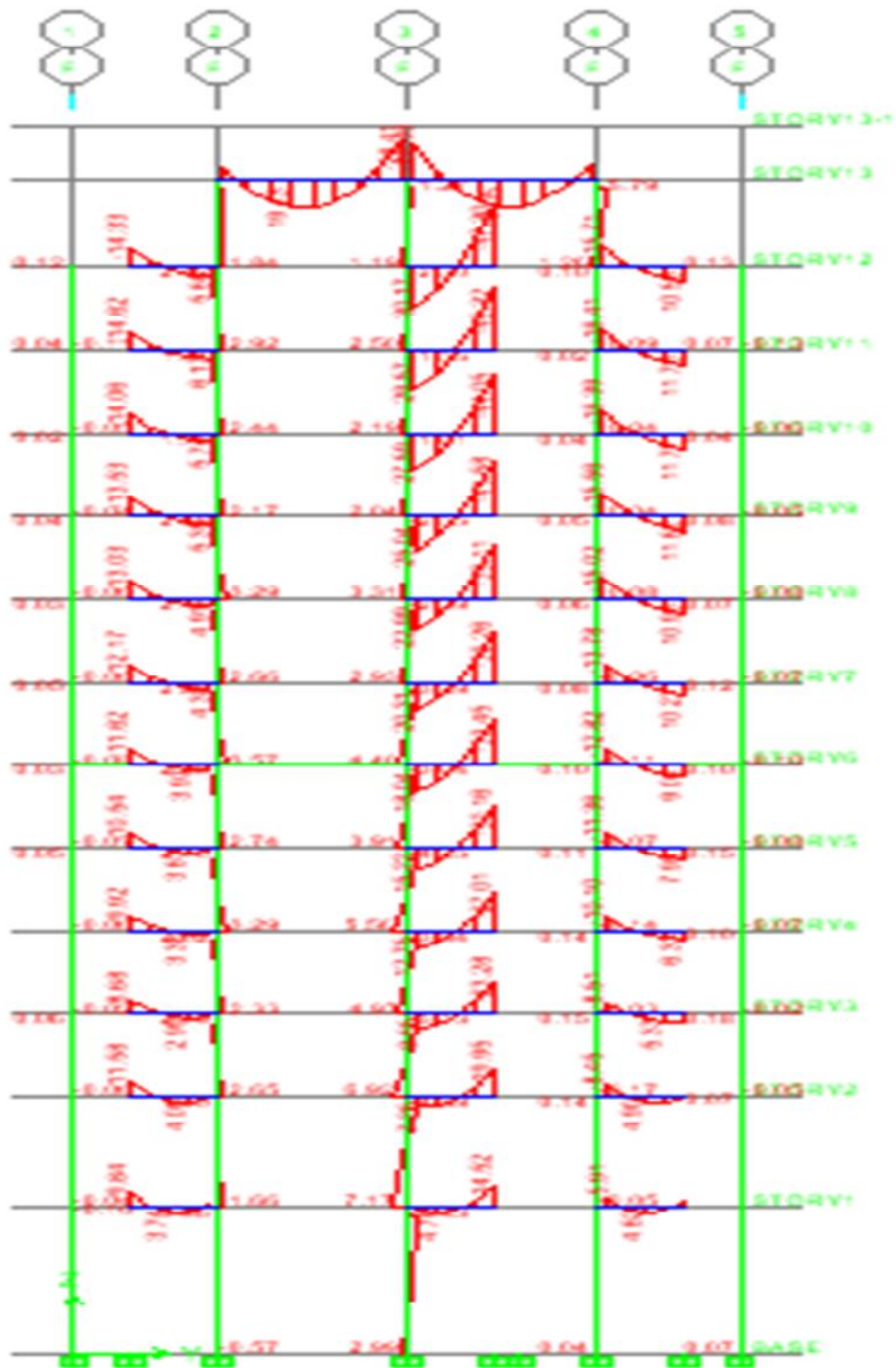
- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

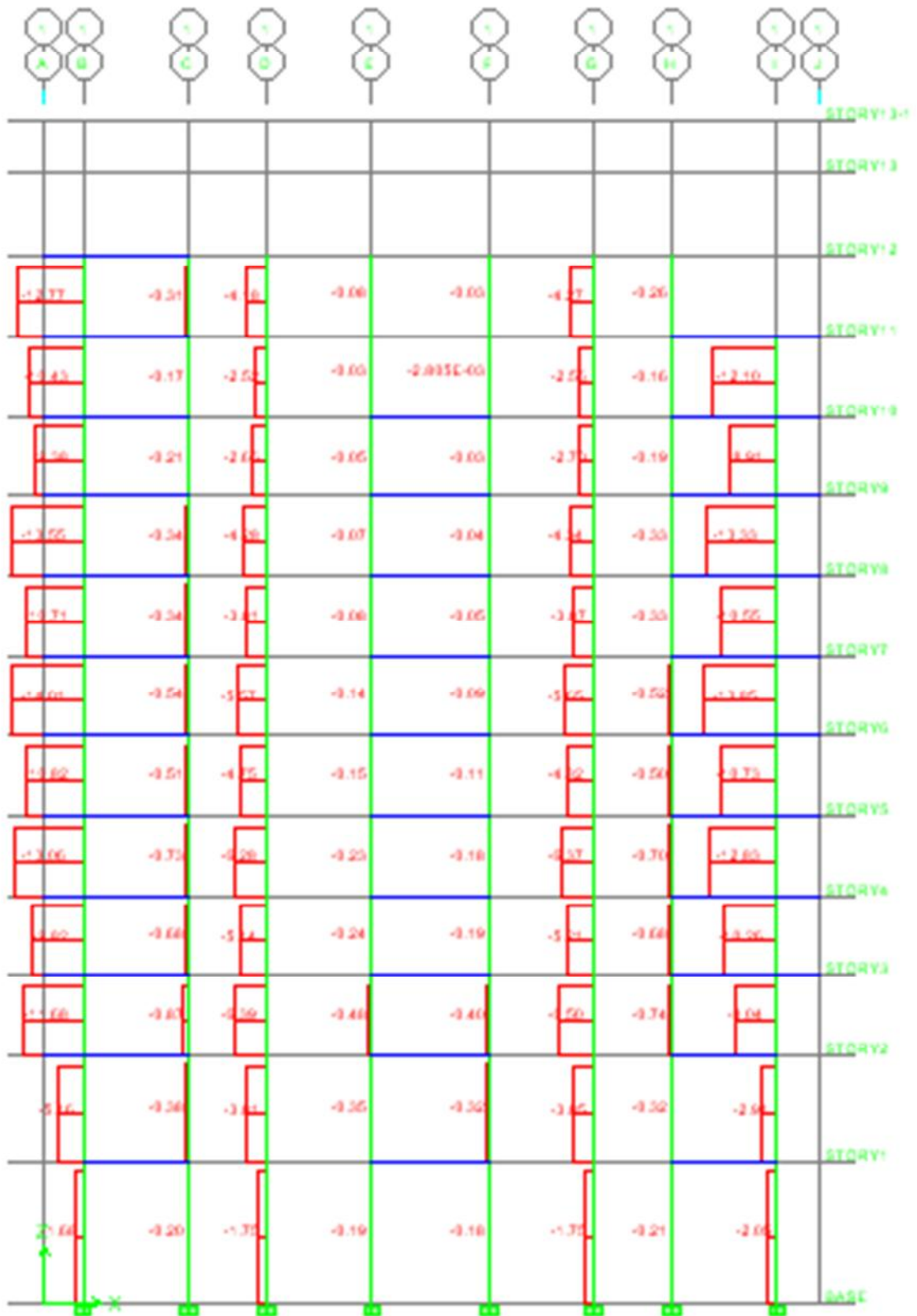
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).



FigVII.1. Diagramme des moments fléchissant du portique 1 (sens transversal)



FigVII.3. Diagramme des moments fléchissant du portique F (sens longitudinal)



FigVII.4. Diagramme des efforts normaux du portique 1(sens longitudinal)

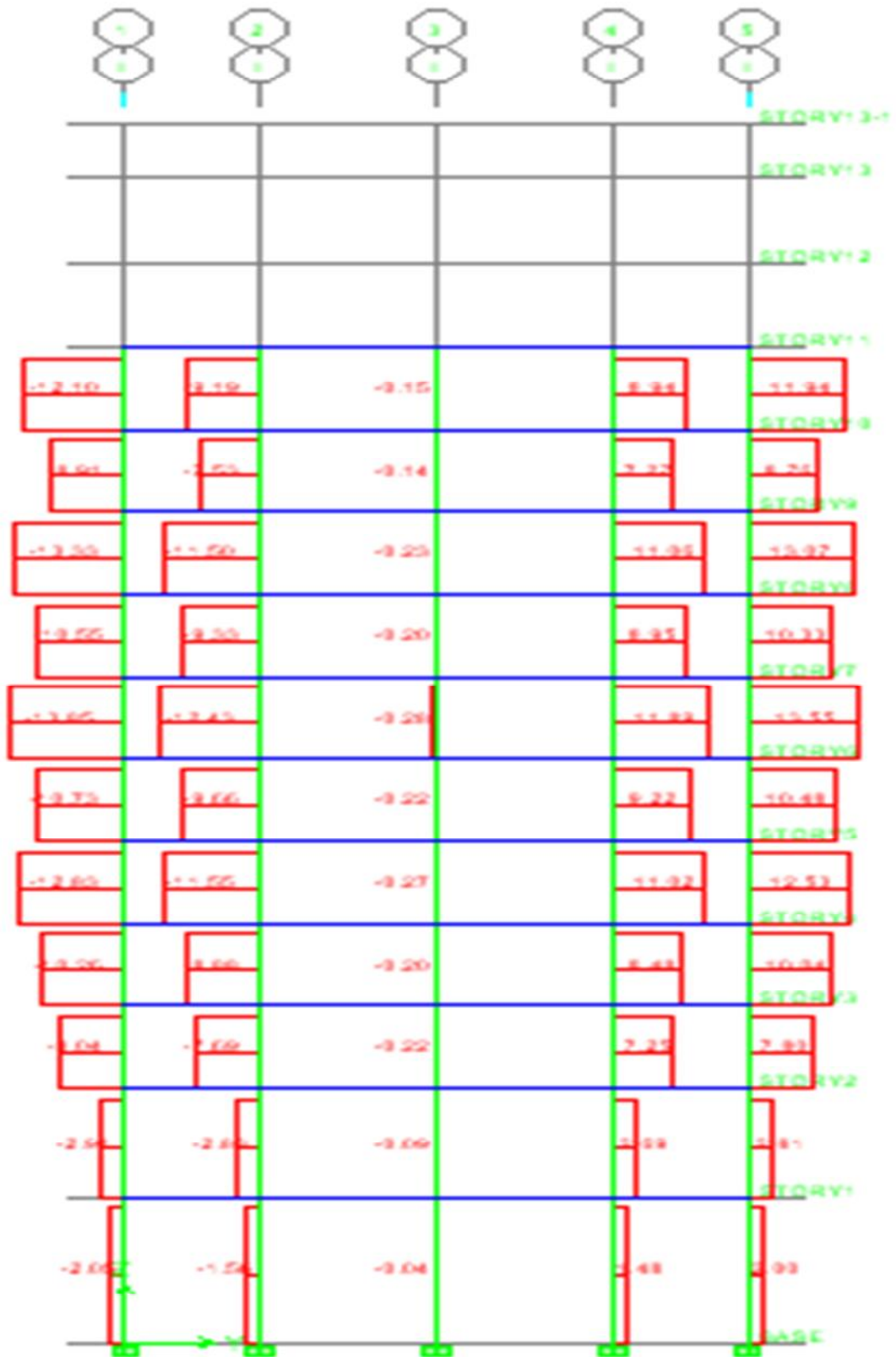


Fig.VII.5. Diagramme des efforts normaux du portique 1(sens transversal)

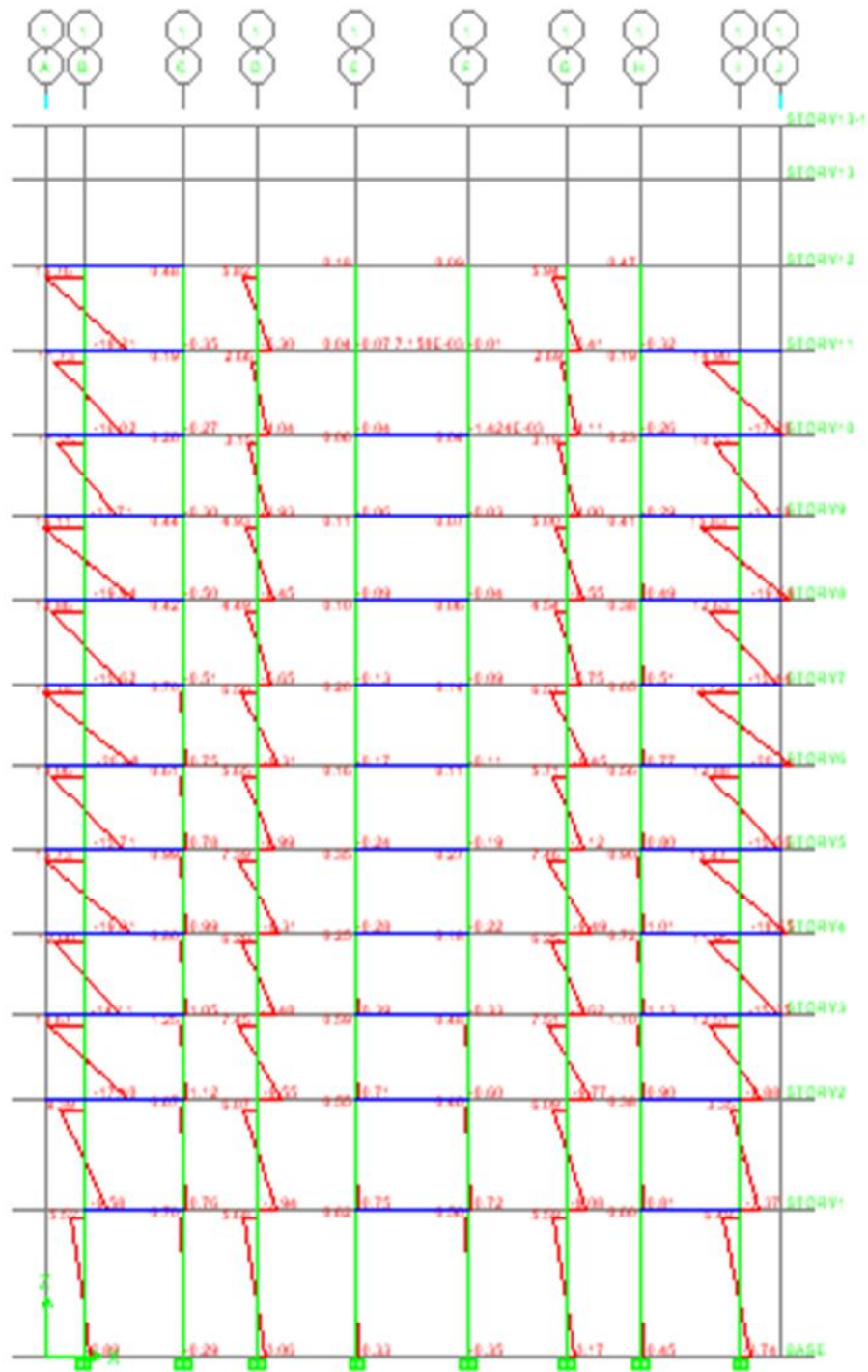


Fig.VII.6. Diagramme des efforts normaux du portique 1(sens transversal)

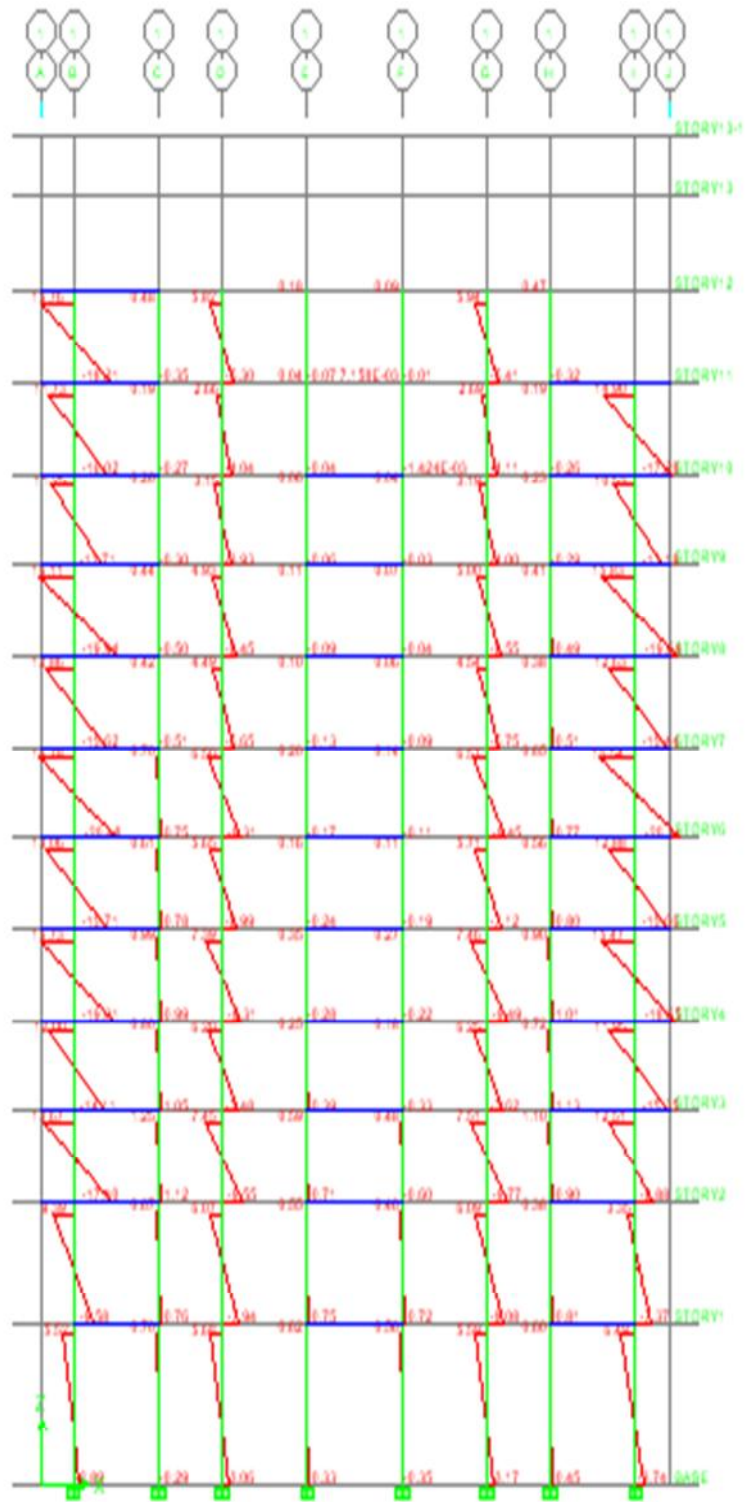


Fig.VII.7. Diagramme des moments fléchissants (2-2) du portique 1(sens transversal)

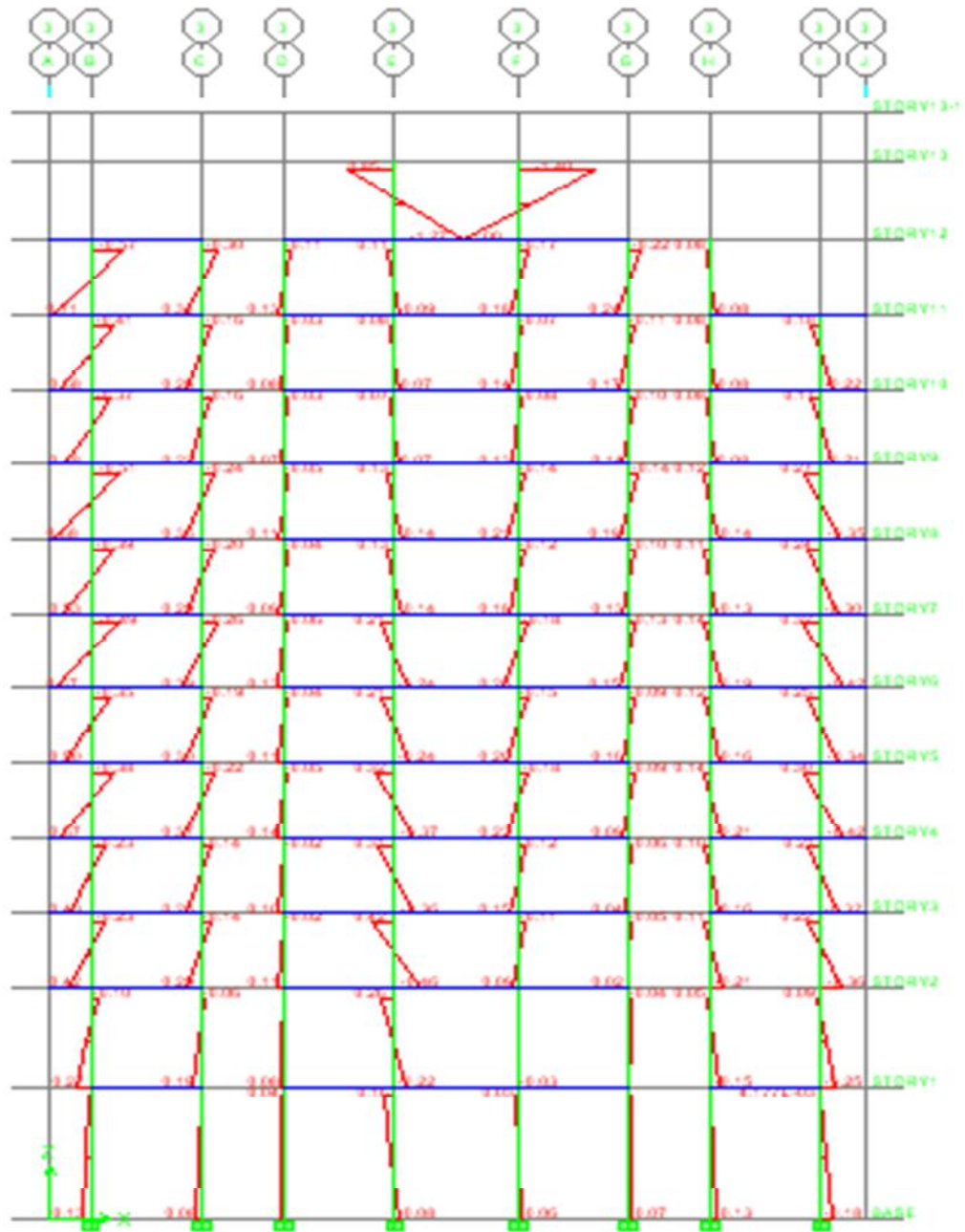


Fig VII.8. Diagramme des moments fléchissant du portique 3 (sens longitudinal)

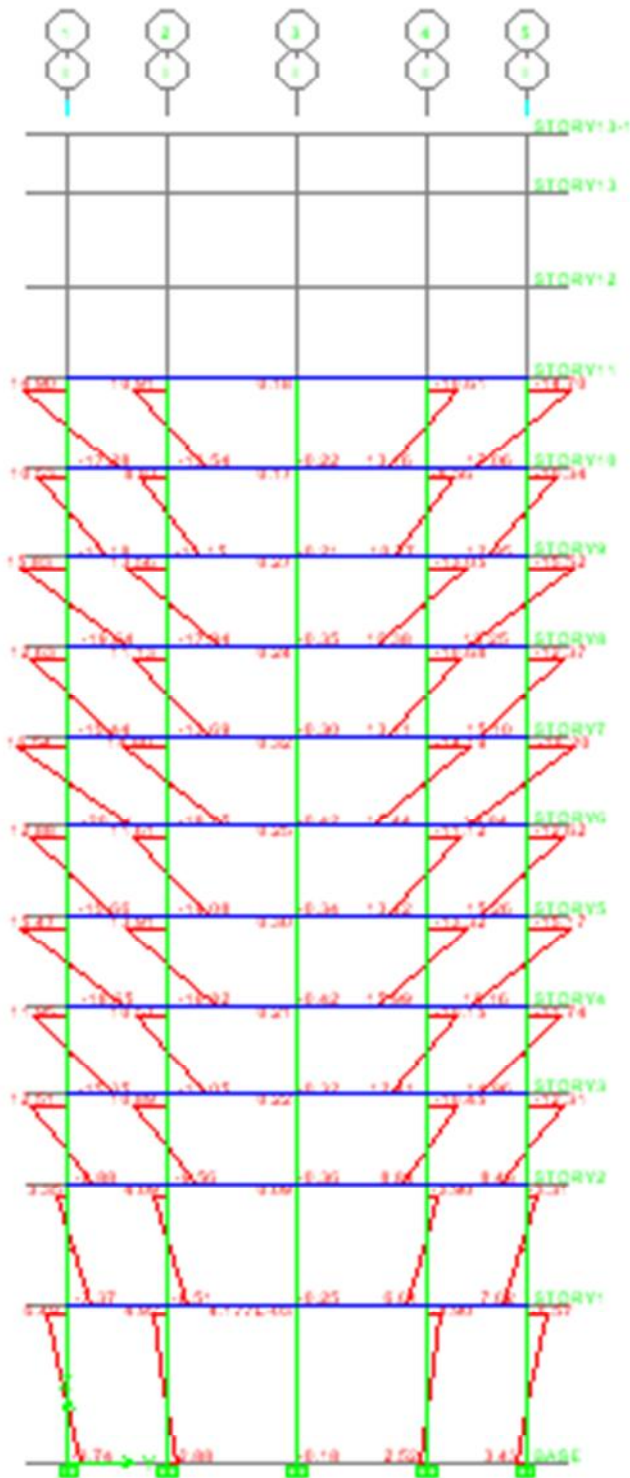


Fig.VII.9. Diagramme des moments fléchissant du portique I (sens transversal)

VII-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003

VII-1-1-1-Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{min}$ zone II_A
- La distance entre les barres longitudinales, dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% × b × h (en zone IIa)

- Poteau (55×55)..... $A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2\text{cm}^2$
- Poteau (50×50)..... $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
- Poteau (40×40)..... $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% × b × h (en zone IIa)

- Poteau (55×55)..... $A_{max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5\text{cm}^2$
- Poteau (50×50)..... $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$
- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% × b × h (en zone IIa)

- Poteau (55×55)..... $A_{max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121\text{cm}^2$
- Poteau (50×50)..... $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteau (40×40)..... $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteau (35×35)..... $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

VII-1-1-2- Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \quad (\text{Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

H_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad l_f = 0.7h_e$$

S_t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$$S_t = \min(10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

-Dans la zone courante:

$$S_t = \min(15\Phi_L^{\min}) = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm.}$$

On prend l'écartement (S_t) des armatures transversales égal à :

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm.}$

En zone courante $S_t = 15 \text{ cm.}$

❖ **Poteaux (55x55) :**

Pour le sous-sol:

$$l_f = 0.7 \times 5.4 = 3.78 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3.78}{0.55} = 6.87$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{D'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 7.02 \times 1000}{550 \times 400} \right) \times 10 = 0.80 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 7.02 \times 1000}{550 \times 400} \right) \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (50x50) :**

Pour la MEZANINE et le RDC :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.5} = 5.712$$

$$g > 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 32.34 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 10 = 4.04 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 32.34 \times 1000}{500 \times 400} \right) \times 15 = 6.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (45x45) :**

Pour le 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\Rightarrow g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\Rightarrow g < 5 \text{ D'où } \rho = 3.75$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 31.68 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 10 = 5.28 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{3.75 \times 31.68 \times 1000}{450 \times 400} \right) \times 15 = 7.92 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

Pour le 3^{ème} et 4^{ème} étage :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.40} = 5.35$$

$$\lambda_g > 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 33.71 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 10 = 5.27 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 33.71 \times 1000}{400 \times 400} \right) \times 15 = 7.90 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x35) :

Pour le 5^{ème} et 6^{ème} étage :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\lambda_g > 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 34.24 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 10 = 6.11 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 34.24 \times 1000}{350 \times 400} \right) \times 15 = 9.17 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (30x30) :

Pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.30} = 7.14$$

$$\lambda_g > 5 \text{ D'où } \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 37.55 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 10 = 7.82 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 37.55 \times 1000}{300 \times 400} \right) \times 15 = 11.73 \text{ cm}^2$$

➤ Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

En zone nodale ($St = 10cm$) :

- Poteau de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$. (après interpolation)
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_{t_{\text{MIN}}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$.

En zone courante ($St = 15cm$):

- Poteau de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$. (après interpolation)
- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.0036 \times 15 \times 45 = \text{ cm}^2$. (après interpolation)
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

VII-1-2- Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **Socotec**.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poteaux (55x55) cm² :

Tableau VII.1 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
S.S	55X55	$N_c^{max} = -2340.53KN$		$N_c^{max} = -1795.89 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.241KN.m$	$M_3^{corr} = -2.682KN.m$	$M_2^{corr} = -0.983 KN.m$	$M_3^{corr} = -12.702 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 406 KN$		$N_c^{mim} = 712.65 KN$	
		$M_2^{corr} = -0.2KN.m$	$M_3^{corr} = 0.032KN.m$	$M_2^{corr} = 1.383 KN.m$	$M_3^{corr} = 11.564 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = -10.237 KN.m$	$N^{Corr} = -755.8KN.m$	$M_3^{max} = 16.563KN.m$	$N^{Corr} = -590.35KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = -22.789KN.m$	$N^{Corr} = -1128.92KN.m$	$M_2^{max} = 42.363KN.m$	$N^{Corr} = -663.51 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$

(50x50) cm² :

Tableau VII.2: Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
MEZANINNE	50X50	$N_c^{max} = 2161.28KN$		$N_c^{max} = -1662.52 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.468KN.m$	$M_2^{corr} = 8.647 KN.m$	$M_2^{corr} = -0.8668 KN.m$	$M_3^{corr} = -1.272 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = -280.82 KN$		$N_c^{mim} = 491.9 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.04KN.m$	$M_2^{corr} = 0.237 KN.m$	$M_2^{corr} = 1.925 KN.m$	$M_3^{corr} = 9.072 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = 51.037 KN.m$	$M_3^{max} = -1919.99KN.m$	$M_3^{max} = 47.069KN.m$	$N^{Corr} = -1330.95KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 44.133KN.m$	$M_2^{max} = -902.7KN.m$	$M_2^{max} = 80.822KN.m$	$N^{Corr} = -474.43KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$

(45x45) cm² :

Tableau VII.3 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
1 ET 2	45X45	$N_c^{max} = 1704.17KN$		$N_c^{max} = -1316.7KN$	
		$M_2^{corr} = 0.708KN.m$	$M_3^{corr} = 34.302KN.m$	$M_2^{corr} = -0.899 KN.m$	$M_3^{corr} = 17.716 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = -186.25 KN$		$N_c^{mim} = 276.15 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.044KN.m$	$M_3^{corr} = 0.17 KN.m$	$M_2^{corr} = 1.394 KN.m$	$M_3^{corr} = 5.459 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = -46.741 KN.m$	$N^{Corr} = -1368.18KN.m$	$M_3^{max} = -43.848KN.m$	$N^{Corr} = -1059.35KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 43.821KN.m$	$N^{Corr} = -657.75KN.m$	$M_2^{max} = 75.856KN.m$	$N^{Corr} = -376.96 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0.2 cm^2$

POTEAUX (40X40)

Tableau VII.4 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
3 eT 4	40X40	$N_c^{max} = -1316.13KN$		$N_c^{max} = -1016 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.885KN.m$	$M_3^{corr} = 37.691KN.m$	$M_2^{corr} = -0.762KN.m$	$M_3^{corr} = 20.343KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = 111.58 KN$		$N_c^{mim} = 140.94 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.084KN.m$	$M_3^{corr} = 0.134 KN.m$	$M_2^{corr} = -0.464 KN.m$	$M_3^{corr} = 1.154KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = -50.392 KN.m$	$N^{Corr} = -971.98KN.m$	$M_3^{max} = -46.78KN.m$	$N^{Corr} = -751.64KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 46.181KN.m$	$N^{Corr} = -464.16KN.m$	$M_2^{max} = 68.396KN.m$	$N^{Corr} = -294.81 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 1.6 cm^2$

Poteaux (35X35)

Tableau VII.5 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
5 ET 6	35X35	$N_c^{max} = -944.37KN$		$N_c^{max} = -726.32KN$	
		$M_2^{corr} = 0.926KN.m$	$M_3^{corr} = 38.209 N.m$	$M_2^{corr} = -0.539 KN.m$	$M_3^{corr} = 21.323 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = -56.75 KN$		$N_c^{mim} = 77.51 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.079KN.m$	$M_3^{corr} = 0.088N.m$	$M_2^{corr} = 9.254KN.m$	$M_3^{corr} = 7.583 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = -50.45KN.m$	$N^{Corr} = -586.46KN.m$	$M_3^{max} = -46.196KN.m$	$N^{Corr} = -451.76KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$M_2^{max} = 42.995KN.m$	$N^{Corr} = -300.62KN.m$	$M_2^{max} = 54.405KN.m$	$N^{Corr} = -202.88 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 2.48 cm^2$

Poteaux (30x30) cm² :

Tableau VII.6 : Effort normal max et moment correspondant, Moments max et efforts normal correspondants, Effort normal min et moment correspondant dans les Poteaux

Niveau	Section	Etat limite ultime		RPA	
7, 8 ET ETAGE EN ATTIQUE	30X30	$N_c^{max} = -581.65KN$		$N_c^{max} = -444.26 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.832KN.m$	$M_3^{corr} = 36.398KN.m$	$M_2^{corr} = -0.283 KN.m$	$M_3^{corr} = 20.998 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0 cm^2$
		$N_c^{mim} = -0.47 KN$		$N_c^{mim} = 40.71 KN$	
		$M_2^{corr} = 0.821KN.m$	$M_3^{corr} = 0.217KN.m$	$M_2^{corr} = 6.201 KN.m$	$M_3^{corr} = 5.305 KN.m$
		$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$
		$\hat{A}_{s2} = 0.08 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 0.02 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0.03 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 0 cm^2$
		$M_3^{max} = 51.389 KN.m$	$N^{Corr} = -223.23KN.m$	$M_3^{max} = 45.482KN.m$	$N^{Corr} = -156.81KN.m$
		$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 3.41 cm^2$	$A_{s3} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s3} = 3.29 cm^2$
$M_2^{max} = 37.634KN.m$	$N^{Corr} = -104.9KN.m$	$M_2^{max} = 39.373KN.m$	$N^{Corr} = -52.88 KN.m$		
$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 2.87 cm^2$	$A_{s2} = 0 cm^2$	$\hat{A}_{s2} = 3.79 cm^2$		

Remarque :

Pour chaque section nulle calculée, on retiendra la section minimale correspondante à chaque poteau, à savoir :

Poteau (55X55) ; $A_{smin}=24.2cm^2$

Poteau (50X50) ; $A_{smin}=20cm^2$

Poteau (45X45) ; $A_{smin}=16.2cm^2$

Poteau (40X40) ; $A_{smin}=12.8cm^2$

Poteau (35X35) ; $A_{smin}=9.2cm^2$

Poteau (30X30) ; $A_{smin}=7.2cm^2$

VII-1-3-Vérifications à l'ELU :

➤ *Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)*

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

➤ *Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :*

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

Avec: $\lambda_g = (I_f/a ; I_f/b)$

$I_f = 0,707.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

$$\tau_b \quad \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \quad \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa.}$$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismique GQE

- **Poteaux 55x55 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{14.56 \times 10^3}{550 \times 510} = 0,05 \text{ MPa} < 1.875 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 50x50 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{52.51 \times 10^3}{500 \times 460} = 0,23 \text{ MPa} < 1.875 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{51.01 \times 10^3}{450 \times 410} = 0,28 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{46.08 \times 10^3}{400 \times 360} = 0,32 \text{ MPa} < 1.875 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{36.51 \times 10^3}{350 \times 310} = 0.34 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 30x30 :**

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{33.25 \times 10^3}{300 \times 260} = 0,41 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 90, 55, 55, 60 \text{ cm} \}$$

On aura : $\hat{h} = 90 \text{ cm}$

VII-1-4-Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + l_c$$

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $Y_2^3 + P \times Y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{d - \hat{c}}{b} + 6 \times n \cdot A_u \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \overline{A}_u \cdot \frac{(l_c - \hat{c})^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ $t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0$ L'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_1)^2 + \hat{A}_s (y_1 - d)^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \quad \overline{\sigma}_{bc}$

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Section	Sollicitations	Ns	Ms	b_{inf}	σ_b sup	σ_b	σ_a inf	σ_a sup	σ_a	Nature	Observ
55x55	Nmax Mcor	1710.71	1.987	4.52	4.61	15	67.8	69	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	296.59	0.145	0.79	0.79		11.80	11.90		SEC	CV
	Mmax Ncor	816.98	16.346	1.80	2.55		27.7	37.7		SEC	CV
50x50	Nmax Mcor	1581.48	6.396	4.90	5.30	15	73.90	79.10	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	205.29	0.173	0.66	0.67		9.86	10		SEC	CV
	Mmax Ncor	1406.06	37.82	2.17	4.31		34.50	62.70		SEC	CV
45x45	Nmax Mcor	1248.52	25.386	3.95	6.08	15	61	89.40	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	136.09	0.13	0.54	0.55		8.06	8.02		SEC	CV
	Mmax Ncor	1004.18	34.62	2.55	5.45		40.60	79.40		SEC	CV
40X40	Nmax Mcor	963.76	27.82	3.21	651	15	50.6	91.1	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	81.49	0.097	0.40	0.42		6.08	6.24		SEC	CV
	Mmax Ncor	713.45	37.31	1.39	5.81		24.10	83.80		SEC	CV
35X35	Nmax Mcor	691.07	28.24	2.02	7.19	15	34.70	103.40	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	41.41	0.06	0.27	0.28		4.07	4.21		SEC	CV
	Mmax Ncor	558.21	37.08	0.33	7.11		10.70	100.80		SEC	CV
30x30	Nmax Mcor	424.94	26.89	0	7.69	15	6.69	107.50	400	SEC	CV
	Nmin Mcor	0.3	0.594	0	0.11		-3.07	1.29		SPC	CV
	Mmax Ncor	162.04	37.94	0	7.99		-115.30	103		SPC	CV

Conclusion :

Poteaux (55X55) cm² :

La section totale est $8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 24.2 \text{ cm}^2$

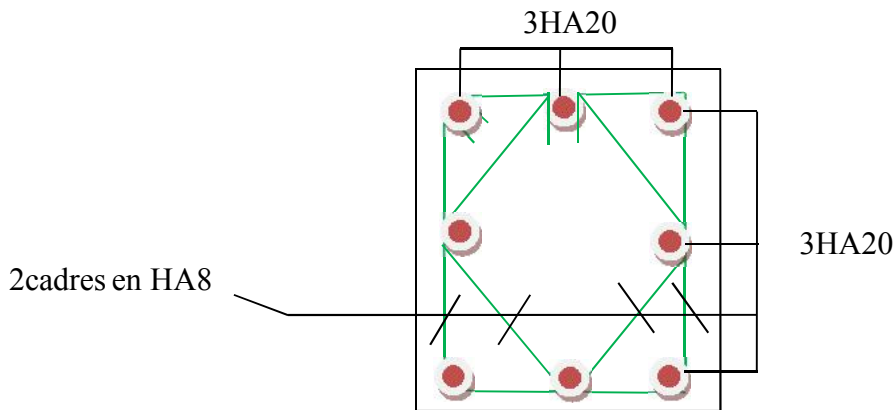


Fig.VII.10. Coupe verticale sur poteau (55x55)cm²

Poteaux (50X50) et (45X45) cm² :

La section totale est de $4HA20 + 4HA16 = 20.61 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$.

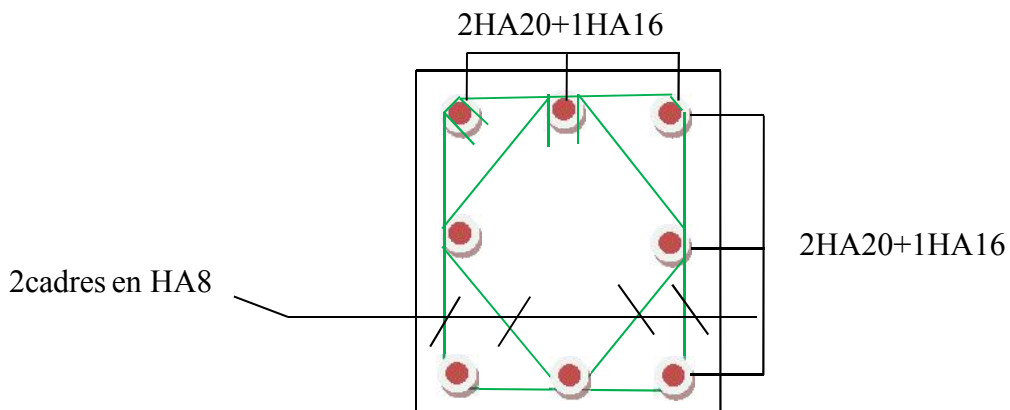


Fig.VII.10. Coupe verticale sur poteau (50x50) et (45x45)cm²

Poteaux (40X40) cm² :

La section totale est de $4 \text{ HA16} + 4 \text{ HA14} = 14.20 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.8 \text{ cm}^2$.

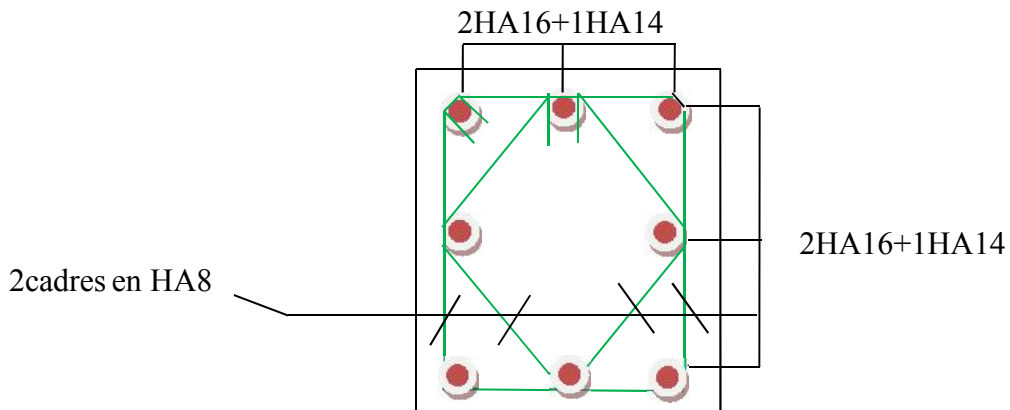


Fig.VII.12. Coupe verticale sur poteau (40x40)cm²

Poteaux (35X35) cm² :

La section totale est de $4 \text{ HA14} + 4 \text{ HA12} = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 9.2 \text{ cm}^2$.

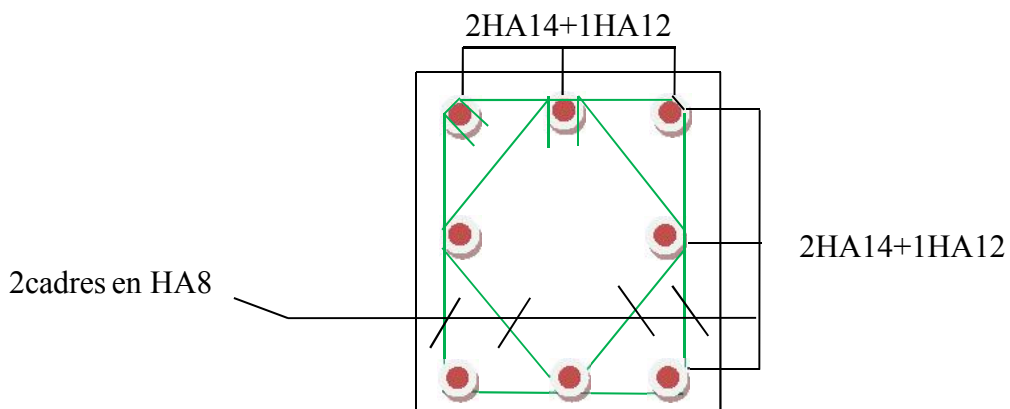


Fig.VII.13. Coupe verticale sur poteau (35x35)cm²

Poteaux (30X30) cm² :

La section totale est de $8HA12 = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 7.2 \text{ cm}^2$.

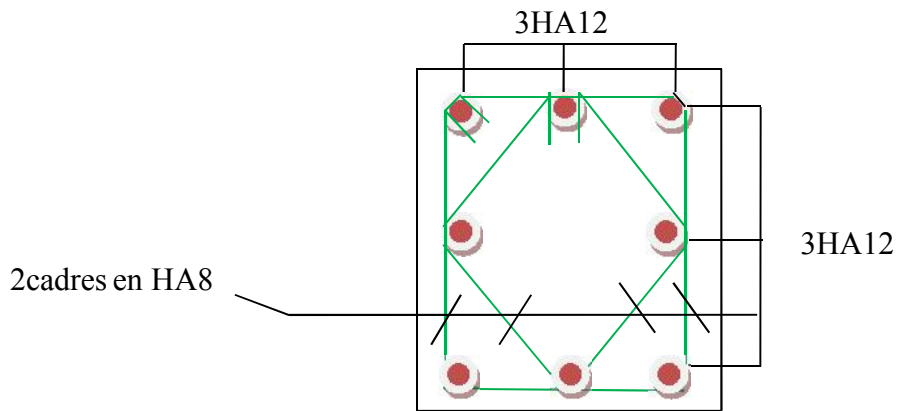


Fig.VII.14. Coupe verticale sur poteau (30x30)cm²

Chpitre VIII

Ferraillage des voiles

Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

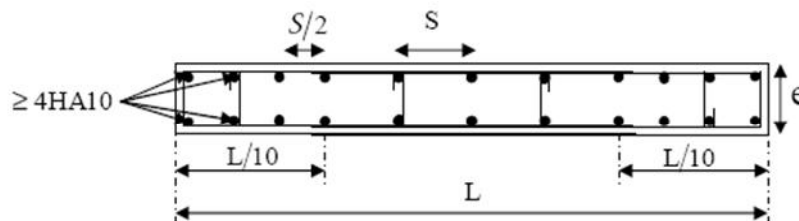
- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. 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.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



VIII-1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones : (Épaisseur: $e = 20$ cm).

- **Zone I** : S.S
- **Zone II** : MEZANINE ;
- **Zone III**:1 ET 2
- **Zone IV** 3 ET 4
- **Zone V** 5 ET 6
- **Zone VI** 7 ET 8

VIII.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min (h_e/2, 2/3 L_c)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

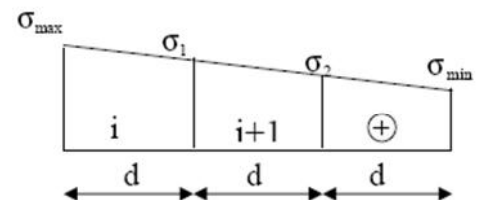
VIII.2. Armatures verticales :

- **Ferrailage section entièrement comprimée:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

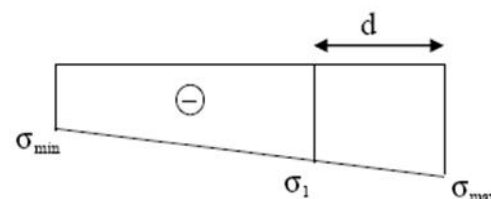
▪ **Armatures minimales:**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91})$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

▪ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

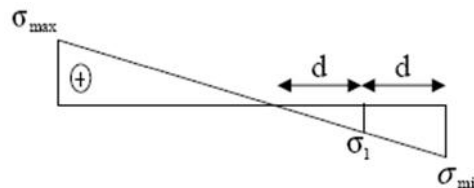
➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



▪ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

VIII.3. Armatures horizontales:

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\%B$ globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\%B$ en zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale

VIII.4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\%B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\%B$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VIII.5. Dispositions constructive:

➤ Escapement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VIII.6. Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ (Art 7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad \tau_b \leq \bar{\tau}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ Art 5.1.1 BAEL 91 :

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

Fissuration préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa}$.

VIII. 7.Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c = 28 = 15\text{MPa}$$

Avec :

Ns : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

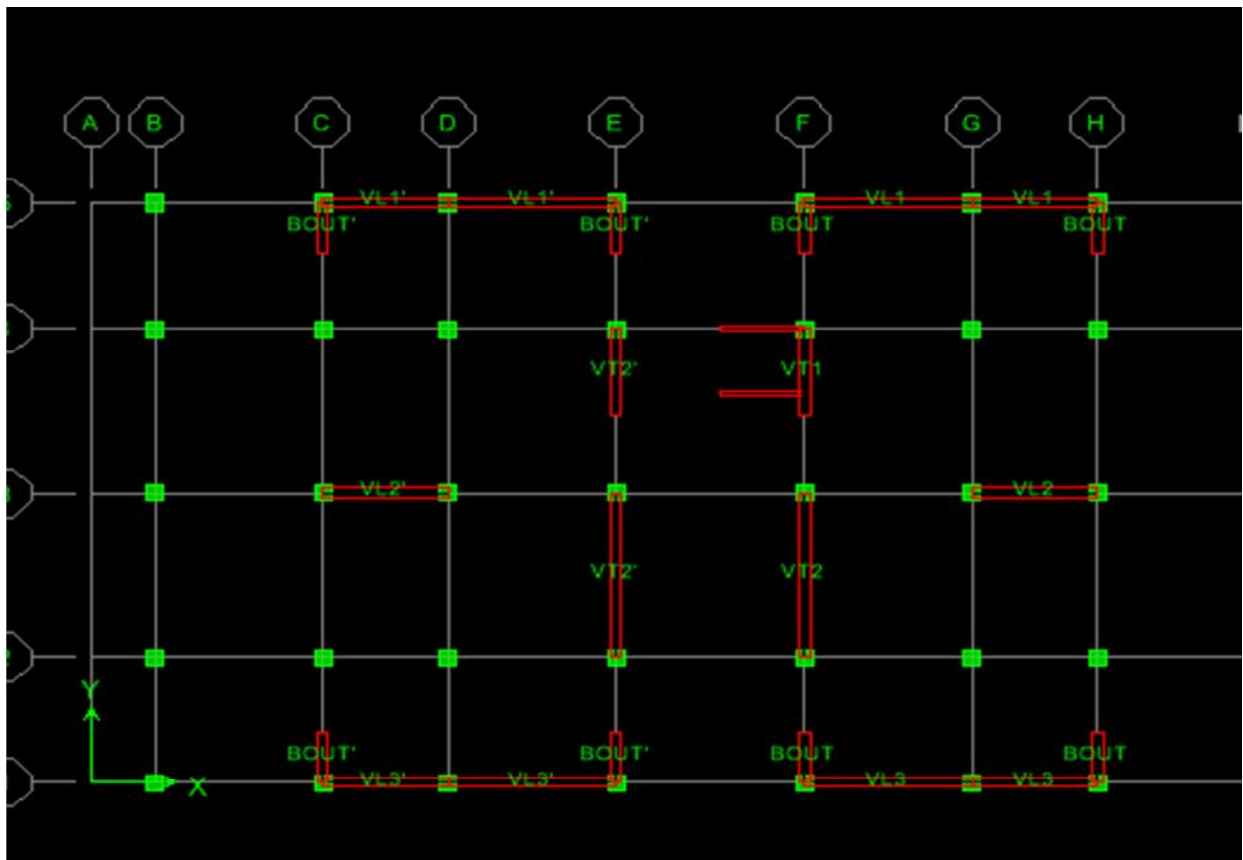


Fig. VIII.2. Les résultats de calcul des voiles sont illustres dans les tableaux Suivants :

Les voiles de longueur de 4 mètre seront ferrailés comme suit :

Tableau VIII.1. Ferrailage des voiles de 4m de longueur.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	4	4	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	1	1	1	1	1	1	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2379.92	2090.71	1509.43	940.25	505.9	218.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-3901.31	-3619.9	-2880.96	-2200.64	-2023.1	-2642.2	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	4.18	37.93	51.75	76.07	89.92	153.7	
	L _t (m)	2.48	2.54	2.62	2.80	3.20	3.69	
	L _c (m)	1.52	1.46	1.38	1.20	0.80	0.31	
	d (m)	1.242	1.268	1.312	1.401	1.600	1.847	
	σ_1 [KN/m ²]	1950.655	1809.960	1440.480	1100.320	1011.550	1321.100	
	N (kN)	N ₁	908.67	860.49	708.93	578.20	606.90	915.11
		N ₂	302.891	286.830	236.310	192.733	202.300	305.038
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22.72	21.51	17.72	14.45	15.17	22.88
		A _{v2}	7.57	7.17	5.91	4.82	5.06	7.63
	A _{ij} (cm ²)		0.16	1.46	1.99	2.93	3.46	5.92
	A (cm ²)	4	22.76	21.88	18.22	15.19	16.04	24.36
		4	7.57	7.54	6.41	5.55	5.92	9.11
	A _{min} (cm ²)		16.30	16.64	17.23	18.39	21.00	24.24
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande1	23.09	23.09	23.09	16.96	16.96	16.96
Bande 2		7.76	7.76	7.76	7.76	7.76	7.76	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*15HA14	2*15HA14	2*15HA14	2*15HA12	2*15HA12	2*15HA12
		Bande 2	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	S _t (cm)	Bande1	18.714	18.714	18.714	18.714	18.714	18.714
		Bande 2	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		9.32	9.51	9.84	10.51	12.00	13.85
	A _H /nappe (cm ²)		5.77	5.77	5.77	4.24	4.24	4.24
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
ep=20cm		A=11.3cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	(A=2.35cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²					
	contrainte	τ_u (MPa)	0.005	0.042	0.058	0.085	0.100	0.171
		τ_b (MPa)	0.007	0.059	0.081	0.118	0.140	0.239
	ELS	N _s (kN)	-2812.59	-2749.42	-2423.97	-1993.33	-1498.57	-940
		σ_b (MPa)	-2.69	-2.63	-2.32	-1.92	-1.44	-0.91

Les voiles de longueur de 3 mètre seront ferrillés comme suit :

Tableau VIII.2. Ferrailage des voiles de 3m de longueur.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	3	3	3		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2379.92	2090.71	1509.43	940.25	505.9	218.6		
	σ_{min} [kN/m ²]	-3901.31	-3619.9	-2880.96	-2200.64	-2023.1	-2642.2		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	4.18	37.93	51.75	76.07	89.92	153.7		
	L _t (m)	1.86	1.90	1.97	2.10	2.40	2.77		
	L _c (m)	1.14	1.10	1.03	0.90	0.60	0.23		
	d (m)	0.932	0.951	0.984	1.051	1.200	1.385		
	σ_1 [kN/m ²]	1950.655	1809.960	1440.480	1100.320	1011.550	1321.100		
	N (kN)	N ₁	681.50	645.37	531.70	433.65	455.18	686.34	
		N ₂	227.168	215.122	177.232	144.549	151.725	228.778	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.04	16.13	13.29	10.84	11.38	17.16	
		A _{v2}	5.68	5.38	4.43	3.61	3.79	5.72	
	A _{vj} (cm ²)		0.16	1.46	1.99	2.93	3.46	5.92	
	A (cm ²)	4	17.08	16.50	13.79	11.57	12.24	18.64	
		4	5.68	5.74	4.93	4.35	4.66	7.20	
	A _{min} (cm ²)		12.23	12.48	12.92	13.79	15.75	18.18	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande 1	18.94	18.94	18.94	18.94	18.94	18.94	
		Bande 2	7.76	7.76	7.76	7.76	7.76	7.76	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12
			Bande 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
S _t (cm)		Bande 1	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	17.15	
		Bande 2	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			6.99	7.13	7.38	7.88	9.00	10.39	
A _H /nappe (cm ²)			4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	
Choix des barres/nappe (cm ²)			12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	
ep=20cm		A=11.3cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	(A=2.35cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²						
	contrainte	τ_u (MPa)	0.006	0.056	0.077	0.113	0.133	0.228	
		τ_b (MPa)	0.009	0.079	0.107	0.158	0.187	0.319	
	ELS	N _s (kN)	-2812.59	-2749.42	-2423.97	-1993.33	-1498.57	-940	
σ_b (MPa)		-3.56	-3.48	-3.07	-2.52	-1.90	-1.19		

Les voiles de longueur de 1.3 mètre seront ferrailés comme suit :

Tableau VIII.3. Ferrailage des voiles de 1.3 m de longueur.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B(m)	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m ²]	2652.1	2346.59	1830.14	1211.8	686.14	660.18		
	σ_{min} [kN/m ²]	-4143.1	-3849	-3100.98	-2223.79	-1480.79	-1224.48		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	6.69	16.77	20.59	26.18	30.27	47.34		
	L_t (m)	0.79	0.81	0.82	0.84	0.89	0.84		
	L_c (m)	0.51	0.49	0.48	0.46	0.41	0.46		
	d(m)	0.396	0.404	0.409	0.421	0.444	0.422		
	σ_1 [kN/m ²]	2071.550	1924.510	1550.490	1111.895	740.395	612.240		
	N (kN)	N ₁	307.87	291.43	237.67	175.43	123.33	96.96	
		N ₂	102.622	97.143	79.222	58.476	41.109	32.319	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.70	7.29	5.94	4.39	3.08	2.42	
		A _{v2}	2.57	2.43	1.98	1.46	1.03	0.81	
	A _j (cm ²)		0.26	0.65	0.79	1.01	1.17	1.82	
	A (cm ²)	4	7.76	7.45	6.14	4.64	3.37	2.88	
		4	2.57	2.59	2.18	1.71	1.32	1.26	
	A _{min} (cm ²)		5.20	5.30	5.36	5.52	5.83	5.54	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande 1	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	9.05	
		Bande 2	14.69	9.04	6.78	9.04	6.78	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
			Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
S _t (cm)		Bande 1	11.57	11.57	11.57	11.57	11.57	11.57	
		Bande 2	25	25	25	25	25	25	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			2.97	3.03	3.07	3.16	3.33	3.17	
A _H /nappe (cm ²)			2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	
Choix des barres/nappe (cm ²)			12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	
ep=20cm			A=11.3cm ²	A=2.35cm ²	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²							
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.023	0.057	0.070	0.090	0.103	0.162	
		τ_b (MPa)	0.032	0.080	0.099	0.125	0.145	0.227	
ELS		N _s (kN)	-2114.69	-2114.64	-2022.82	-1461.63	-1099.16	-695.28	
		σ_b (MPa)	-5.86	-6.01	-5.80	-4.15	-3.15	-1.99	

Les voiles de longueur de 4.3 mètre seront ferrailés comme suit :

Tableau VIII.4. Ferrailage des voiles de 4.3 m de longueur.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3		
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25		
	B (m)	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075	1.075		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3278.63	2389.66	1830.14	1149.26	1060.7	1150.4		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5230.97	-4285.1	-3100.98	-2386.47	-2232.27	-2224.61		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	20.44	47.6	58.15	62.78	65.36	101.55		
	L _t (m)	2.64	2.76	2.70	2.90	2.91	2.83		
	L _c (m)	1.66	1.54	1.60	1.40	1.39	1.47		
	d (m)	1.322	1.380	1.352	1.451	1.457	1.417		
	σ_1 [KN/m ²]	2615.485	2142.560	1550.490	1193.235	1116.135	1112.305		
	N (kN)	N ₁	1296.27	1108.99	786.13	649.34	610.02	591.12	
		N ₂	432.090	369.664	262.042	216.447	203.341	197.039	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	32.41	27.72	19.65	16.23	15.25	14.78	
		A _{v2}	10.80	9.24	6.55	5.41	5.08	4.93	
	A _{ij} (cm ²)		0.79	1.83	2.24	2.42	2.52	3.91	
	A (cm ²)	4	32.60	28.18	20.21	16.84	15.88	15.76	
		4	10.80	9.70	7.11	6.02	5.71	5.90	
	A _{min} (cm ²)		17.35	18.12	17.75	19.05	19.13	18.60	
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande1	33.87	33.87	24.88	24.88	24.88	24.88	
		Bande 2	11.33	11.33	11.33	11.33	11.33	11.33	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*22HA14	2*22HA14	2*22HA12	2*22HA12	2*22HA12	2*22HA12
			Bande 2	2*10HA12	2*10HA12	2*10HA14	2*10HA14	2*10HA14	2*10HA14
S _t (cm)		Bande1	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14	13.14	
		Bande 2	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	15.4	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			9.91	10.35	10.14	10.88	10.93	10.63	
A _H /nappe (cm ²)			8.47	8.47	6.22	6.22	6.22	6.22	
Choix des barres/nappe (cm ²)			12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	
ep=20cm			A=11.3cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	(A=2.35cm ²)	
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²							
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.021	0.049	0.060	0.065	0.068	0.105	
		τ_b (MPa)	0.030	0.069	0.084	0.091	0.095	0.147	
	ELS	N _s (kN)	-4085.16	-3525.22	-2795.56	-2207.61	-1904.27	-1089.6	
		σ_b (MPa)	-3.57	-3.08	-2.48	-1.95	-1.69	-0.96	

Les voiles de longueur de 2.3 mètre seront ferrailés comme suit :

Tableau VIII.5. Ferrailage des voiles de 2.3 m de longueur.

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	
	e (m)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
	B (m)	0.575	0.575	0.575	0.575	0.575	0.575	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2586.15	1263.85	871.35	1145.74	1437.19	2356.6	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4656	-3172.8	-2803.36	-2901.56	-3136	-3450.57	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	14.28	24.88	40.43	43.41	44.69	70.43	
	L _t (m)	1.48	1.64	1.75	1.65	1.58	1.37	
	L _c (m)	0.82	0.66	0.55	0.65	0.72	0.93	
	d (m)	0.739	0.822	0.877	0.824	0.789	0.683	
	σ_1 [KN/m ²]	2328.000	1586.390	1401.680	1450.780	1568.000	1725.285	
	N (kN)	N ₁	645.44	489.24	461.14	448.54	463.69	442.10
		N ₂	215.147	163.081	153.714	149.512	154.565	147.365
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.14	12.23	11.53	11.21	11.59	11.05
		A _{v2}	5.38	4.08	3.84	3.74	3.86	3.68
	A _j (cm ²)		0.55	0.96	1.56	1.67	1.72	2.71
	A (cm ²)	4	16.27	12.47	11.92	11.63	12.02	11.73
		4	5.38	4.32	4.23	4.16	4.29	4.36
	A _{min} (cm ²)		9.70	10.79	11.51	10.82	10.35	8.97
	A _{v adopté} (cm ²)	Bande 1	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96	16.96
Bande 2		3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	3.39	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*15HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
		Bande 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bande 1	11.66	11.66	11.66	11.66	11.66	11.66
		Bande 2	25	25	25	25	25	25
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.55	6.17	6.58	6.18	5.91	5.12
	A _H /nappe (cm ²)		4.24	4.24	4.24	4.24	4.24	4.24
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	ep=20cm		A=11.3cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	(A=2.35cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²						
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.028	0.048	0.078	0.084	0.086	0.136
		τ_b (MPa)	0.039	0.067	0.109	0.117	0.121	0.191
	ELS	N _s (kN)	2221.77	-1951.12	-1508.01	-1167.24	-1904.27	536.53
		σ_b (MPa)	0.98	-3.22	-2.49	-1.93	-3.14	0.89

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en:

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX.1 : Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont:

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2 : Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.3 : Dimensionnement :

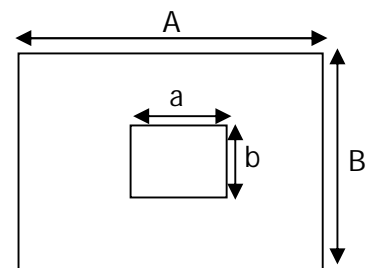
IX-3-1) Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 2363.06 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 3.43 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

IX-3-2) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous voiles

Voiles	G+Q(KN/m ²)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)	S total
VL1	3485.38	7	2.49	17.42	34.85
VL2	2689.63	3	4,48	13.44	26.89
VL3	3282.11	7	2.34	16.41	32.82

$$S_v = \sum S_i = 94.56 m^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

IX-3-3) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (C-C) (fil de poteaux le plus sollicité N_{smax} 2363 .06KN).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.2 : Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	$P_i=G_i+Q_i$ (KN)	M_i (KN.m)	$e_i(m)$	$P_i \times e_i$ (KN.m)
1	2097.71	5.44	13.25	27794.64
2	1339.37	0.163	9.25	12389.1725
3	1419.07	4.24	6.25	8869.1875
4	1011.61	5.26	2.25	2276.1225
5	912.92	0.303	-2.25	-2054.07
6	1400	5.887	-6.25	-8750
7	1278.24	0.49	-9.25	-11823.72
8	2038.88	0.58	-13.25	-27015.16
Somme	9400.09	22.36	22.36	1686.1825

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum P_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum P_i} = 0.18m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.17m < \frac{L}{6} = \frac{15.2}{6} = 2.53m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

On prend en considération le debor

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9400.09}{16.2} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.18)}{16.2}\right) = 541.56 \text{KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9400.09}{16.2} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.18)}{15.2}\right) = 616.9 \text{KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9400.09}{16.2} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.18)}{16.2}\right) = 599.58 \text{KN/m}$$

IX-3-3) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{599.98}{200} = 2.99m$$

On prend $B = 3m$.

$$\text{On aura donc, } S = 3 \times 15.2 = 45.6m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

n : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 45.6 \times 7 + 94.56 = 413.76m^2$$

Remarque:

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 402.08m^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 413.76$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{413.76}{408.08} = 1.01 = 101\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

On opte pour un radier général.

IX.4 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

IX.4 .1) Condition forfaitaire:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{430}{8} \leq h \leq \frac{430}{5} \Rightarrow 53.75 \leq h \leq 86cm$$

IX.4.2) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.3}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.85m$$

❖ **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$- \quad h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25cm$$

$$❖ \quad h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5cm$$

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43cm$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r=100cm$Hauteur total du radier

$h_n = 70 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

IX.4.3) Calcul des charges nécessaires au radier :

-Charge permanente : $G = 65094.58 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation : $Q = 9914.12 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

✓ **A P'ELU :** $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 111025.58 \text{ KN}$

✓ **A P'ELS :** $N_s = G + Q = 75008.47 \text{ KN}$

IX.4.4) Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ **A P'ELU :** $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{111025.08}{1.33 \times 200} = 417.37 \text{ m}^2$

✓ **A P'ELS :** $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{75008.47}{200} = 375.04 \text{ m}^2$

D'où : $S_{bat} = 402.8 \text{ m}^2 < S_{rad} = \max(417.37 / 375.04) \text{ m}^2$

Remarque:

La surface totale du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, mais on vérifie son débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend: $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = (26.5 + 1)(15.2 + 1) = 445.5 \text{ m}^2 > 417.37$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 445.5 \text{ m}^2$.

IX.4.5) Détermination des efforts à la base du radier :

a) Poids du radier :

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

Poids de la dalle : $25 \times 445.5 \times 0.3 = 3341.25 \text{ KN}$.

Poids de remblais : $(0.7) (445.5 - 145.86) \times 16 = 1633.65 \text{KN}$.

Poids de la dalle flottante : $25 \times 0.12 \times 445.5 = 1336.5 \text{KN}$.

Poids de la nervure : $(0.7) \times 25 \times 145.86 = 2552.55 \text{KN}$.

Poids de débord : $25 \times 0.5 \times 72.5 = 906.3 \text{KN}$.

$G_{rad} = 3341.25 + 1633.65 + 1336.5 + 2552.55 + 906.3 = 9770.25 \text{KN}$

- **ELU:**

$N_u \text{ total} = N_u + 1.35 G_{rad} = 56483 \text{KN}$

- **ELS :**

$N_{stotal} = N_s + G_{rad} = 40620.4 \text{KN}$

IX.4.6) Les vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{56483 \times 1}{445.5} \times \frac{4.3}{2} = 272.58 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{272.58}{1 \times 0.27} = 1009.58.19 \text{KN} / \text{m}^2 = 1 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :**➤ Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.75m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.6m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 7755.25 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 23572.20 \text{ m}^4.$$

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) dû aux charges verticales.

- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

$M_{j(K=0)}$: 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 :

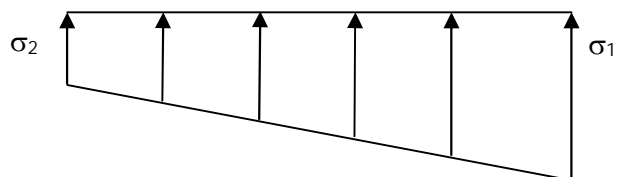


Fig.IX.1 Diagramme des contraintes

$$\checkmark \text{ A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } M_x = 1350.19 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56483}{445.5} + \frac{1350.19}{7755.25} \times 14.75 = 129.35 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56483}{445.5} - \frac{1350.19}{7755.25} \times 14.75 = 124.23 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 127.61 + 125.95}{4} = 128.5 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } M_x = 1350.19 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40620.4}{445.5} + \frac{1350.07}{7755.25} \times 14.75 = 93.74 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{40620.4}{445.5} - \frac{1350.2}{7755.25} \times 14.75 = 88.61 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où } \sigma_m = \frac{3 \times 93.74 + 88.61}{4} = 92.45 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 180 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } M_y = 100650.7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56483}{445.5} + \frac{100650.7}{23572.4} \times 7.6 = 159.23 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56483}{445.5} - \frac{100650.7}{23572.4} \times 7.6 = 94.33 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 159.23 + 94.33}{4} = 143 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2 \cdot \sigma_{SOL} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition non vérifiée.

✓ **A l'ELS: $M_y = 100650.7 \text{ KN.m}$**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40620.4}{445.5} + \frac{100650.7}{23572.2} \times 7.6 = 123.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{40620.4}{445.5} - \frac{100650.7}{23572.2} \times 7.6 = 58.72 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 123.63 + 58.72}{4} = 107.4 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

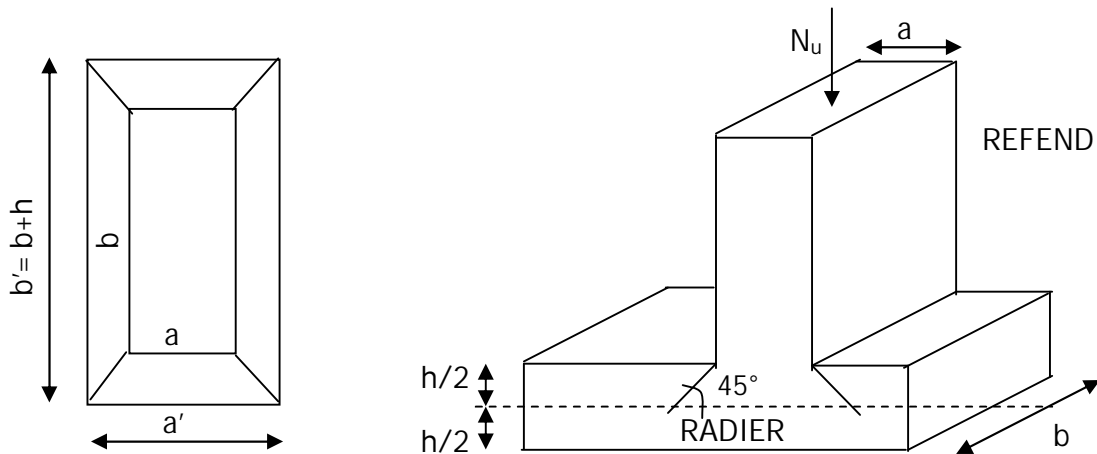


Fig.IX.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c**

• **Poteau (le poteau le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.6 + 0.6 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 1644.11 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (le voile le plus sollicité):**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.25 + 4.3 + 2 \times 1) = 13.1 \text{ m}$$

$$N_u = 55923.33 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.07 \times 1 \times 13.1 \times 25000}{1.5} = 15283.33 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effet de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique $\geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1m$)

$$P = 36954.58 \text{ KN} \geq 1.5 \times 445.5 \times 10 \times 1 = 6682.50 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

IX.5 : Ferrailage du radier :

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a)) 1^{er} Cas :

Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

b) 2^{eme} Cas :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ A l'ELU :

$$q_U = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 143 - 1.35 \times \frac{9770.25}{445.5} = 113.4 \text{ KN / m}^2$$

✓ A l'ELS :

$$q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 107.4 - \frac{9770.24}{445.5} = 85.46 \text{ KN / m}^2$$

X.5.1) Calcul à l'ELU :

- Identification des panneaux et calcul des moments :

$$M_{0X} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Tableau IX.3 : Identification des panneaux

Panneaux	Lx(m)	Ly (m)	ρ=Lx/Ly	μ _x	μ _y	M _{0x}	M _{0y}	obs
1	4.3	4.5	0.95	0.0410	0.888	85.96	76.33	2Sens

Remarque :

On calcule les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y.

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x, d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y.

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : 0.75 M_{0X} ou 0.75 M_{0Y}

Moment sur appuis : 0.5 M₀

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : 0.85 M_{0X} ou 0.85 M_{0Y}

Moment sur appuis de rive : 0.3 M₀

Moment sur appui intermédiaire : 0.5 M₀

$$\begin{cases} M_{0x} = 85.96 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 76.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

$$\text{Sens X-X : } M_{app} = 0.5 M_{0x} = 42.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 64.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_{app} = 0.5 M_{0y} = 38.165 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 57.25 \text{ KN.m}$$

- **Etape de calcul :**

- $$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_t = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : Ferrailage du panneau

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	Appui	42.98	0.042	SSA	0.979	4.67	5HA12	5.65	20
	Travée	64.4	0.062	SSA	0.968	7.08	5HA14	7.70	20
y-y	Appui	38.165	0.036	SSA	0.982	4.13	5HA12	5.65	20
	Travée	57.25	0.055	SSA	0.971	6.26	5HA14	7.70	20

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Aux appuis :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFc400

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 5.65 \text{ m}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):**

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

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t^{max} = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{113.4 \times 4.50}{2 \times 1 \times 0.27} = 945 \text{ KN/m}^2 = 0.945 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

X.5.2) Vérification à l'E.L.S :

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

Tableau IX.5 : Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	qs	μ_x	μ_y	M _{0x}	M _{0y}
4.3	4.5	0.95	85.46	0.0483	0.923	83.58	77.15

Sens X-X : $M_{app} = 0.5 M_{0X} = 41.8KN.m$

$M_t = 0.75M_{0X} = 62.68KN.m$

Sens Y-Y : $M_{app} = 0.5 M_{0Y} = 38.57KN.m$

$M_t = 0.75 M_{0Y} = 57.86KN.m$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

• **Aux appuis :**

Sens X-X

$$\gamma = \frac{42.98}{41.8} = 1.028 \text{ et } \mu = 0.042 \rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{1.028 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.29 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$\gamma = \frac{38.57}{38.165} = 1.0106 \text{ et } \mu = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{1.0106 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.2555 \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Sens X-X

$$\gamma = \frac{64.4}{62.68} = 1.028 \text{ et } \mu = 0.062 \rightarrow \alpha = 0.0801$$

$$\alpha = 0.0801 < \frac{1.028 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.264 \dots \text{condition vérifiée.}$$

SENS Y-Y

$$\gamma = \frac{57.86}{57.25} = 1.01 \text{ et } \mu = 0.055 \rightarrow \alpha = 0.0971$$

$$\alpha = 0.0971 < \frac{1.01 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.255$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

IX.6 : Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

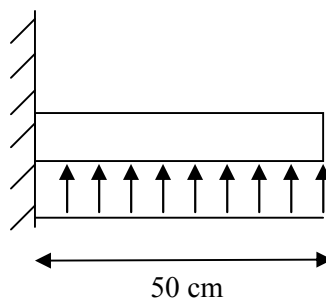


Fig .IX.3: Schéma statique d'un débord

IX.6. 1.) Sollicitation de calcul :

✓ **A l'ELU :**

$$Q_u = 113.4 \text{ KN/ml} \quad M_u = \frac{-Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-113.4 \times 0.5^2}{2} = -14.175 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$$Q_s = 149.73 \text{ KN/ml} \quad M_s = \frac{-Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-85.46 \times 0.5^2}{2} = -10.68 \text{ KN.m}$$

IX.6. 2.) Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

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

Les résultats de ferrailage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IX.6 : Ferrailage à l'ELU.

	M (KN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	Choix	A_{adop} (cm²)	St (cm)
ELU	14.175	0.0136	0.993	1.51	3.26	4HA12	4.52	33

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de **25 (cm)**

IX.6.3.) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.175}{10.68} = 1.32 \quad \alpha = 0.0167 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.7 : Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel ETABS,

❖ Sens longitudinal (X-X) :

❖ ELU

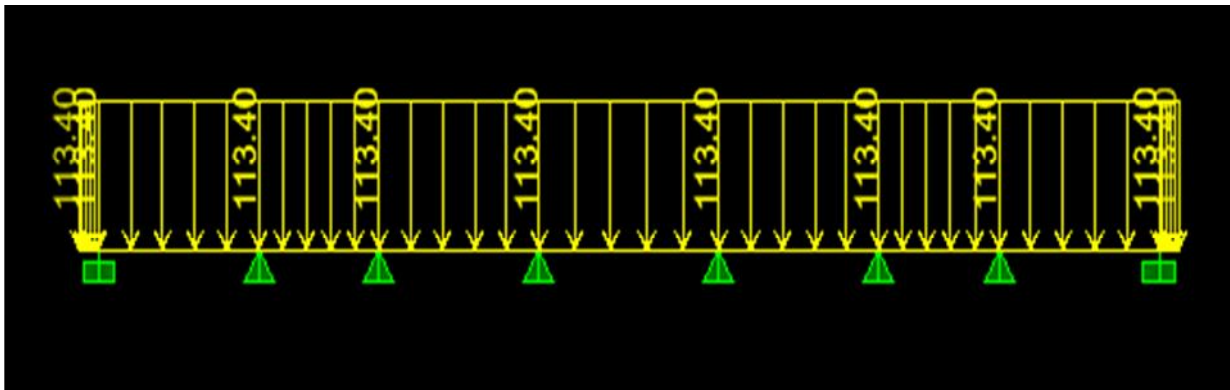


Figure IX-4-Le chargement à ELU en KN

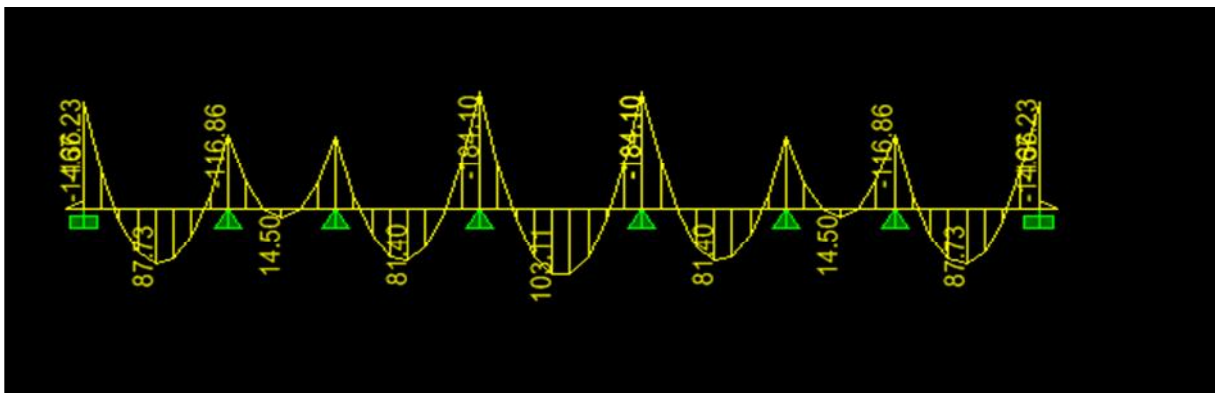


Figure IX-5- Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

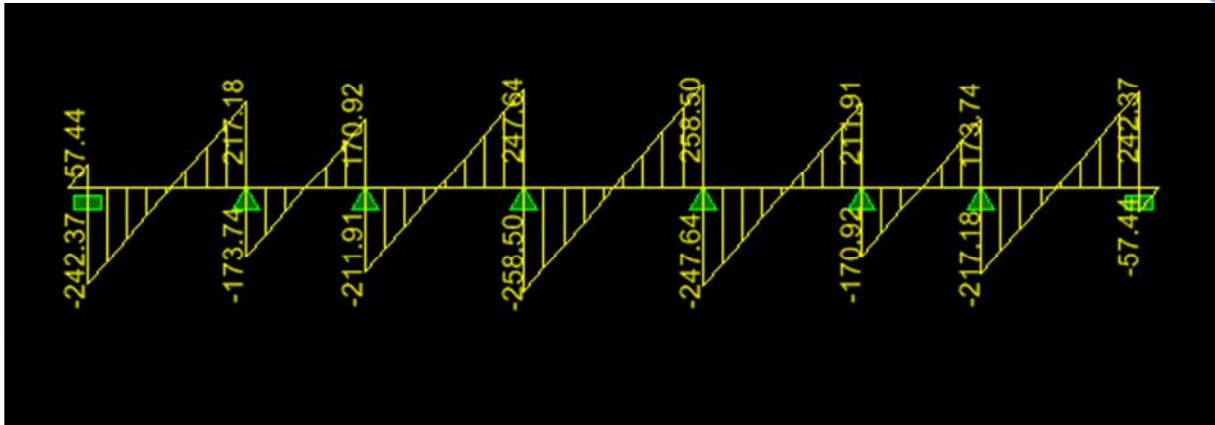


Figure IX-6 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

ELS

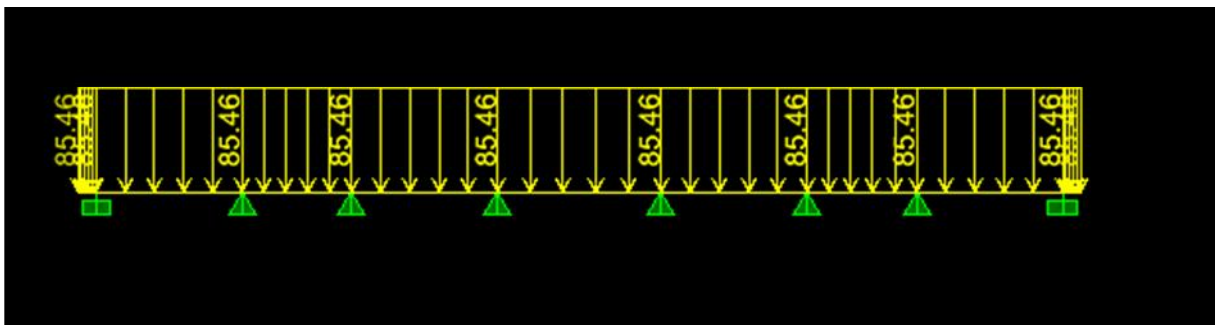


Figure IX-7- Le chargement à ELS en KN

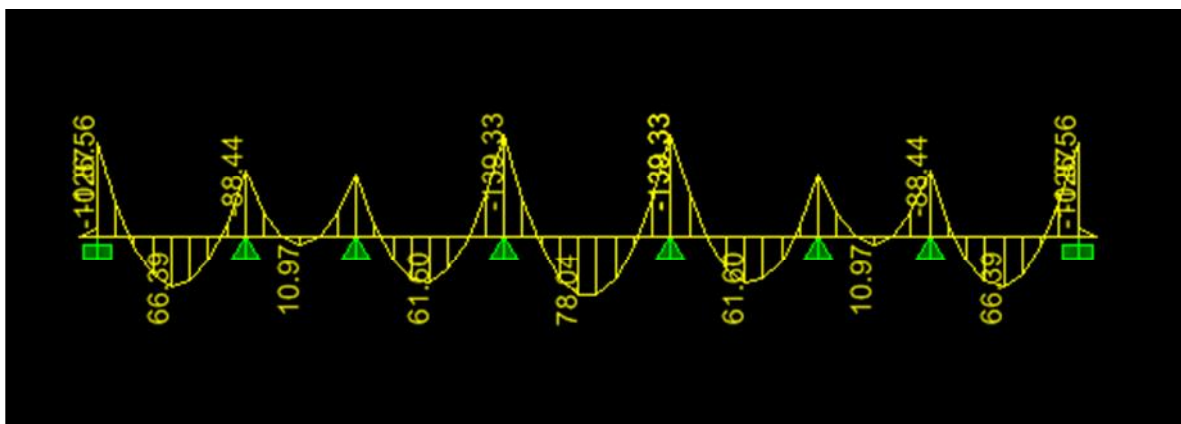


Figure IX-8 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

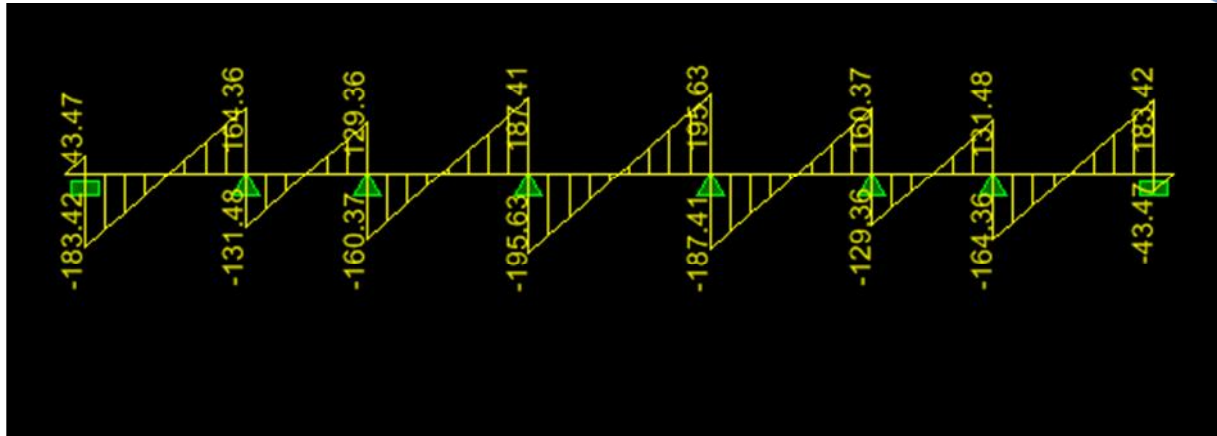


Figure IX-9 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Sens transversal Y-Y
- ELU

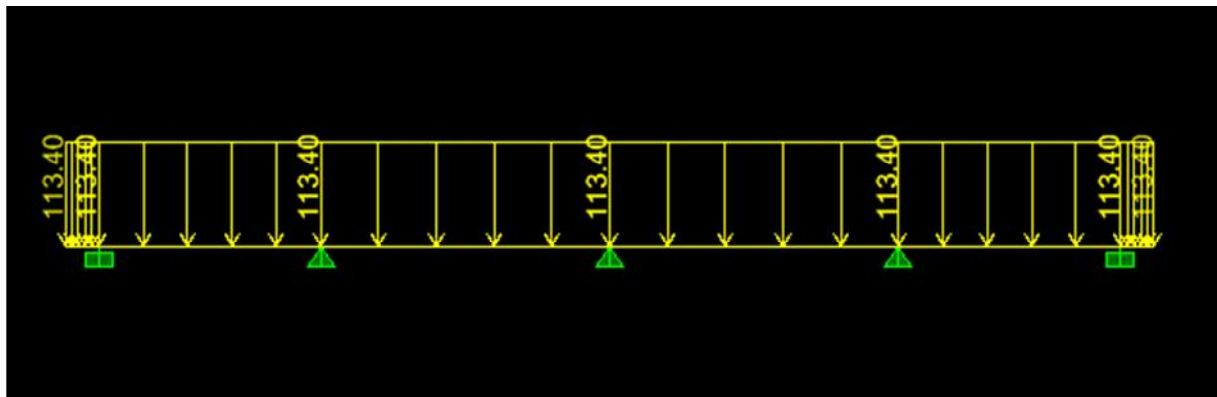


Figure IX-10 Le chargement à ELU en KN

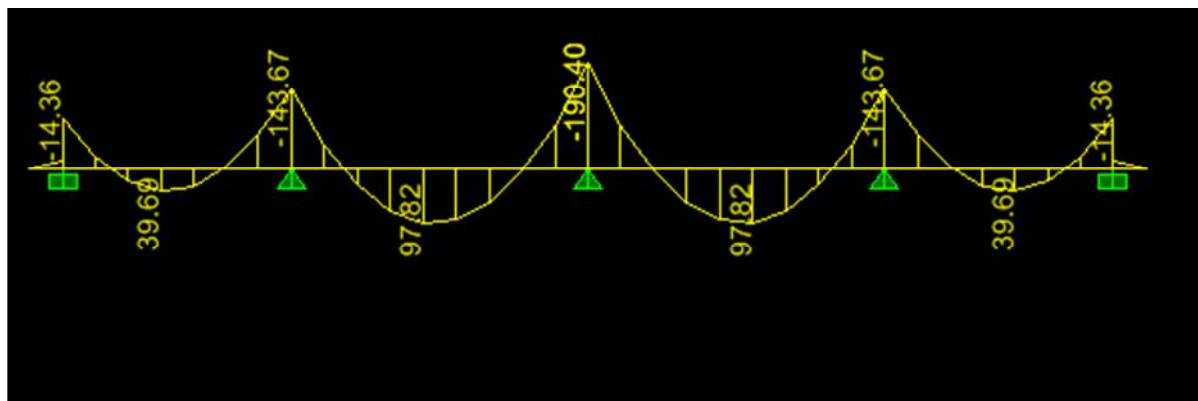


Figure IX-11 Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

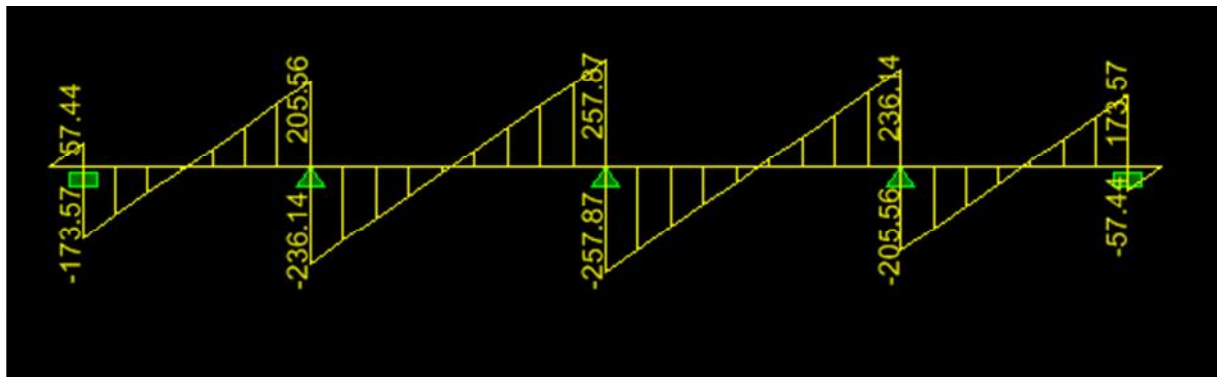


Figure IX-12 Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN

ELS :

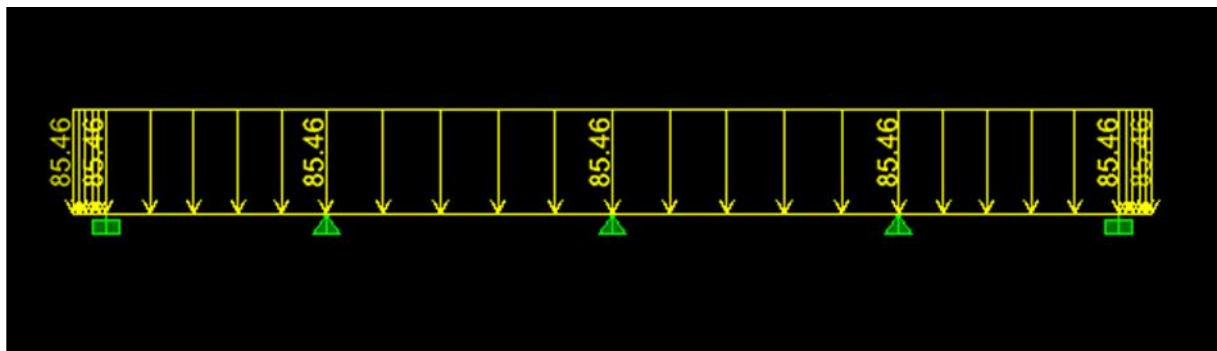


Figure IX-13 Le chargement à ELS en KN

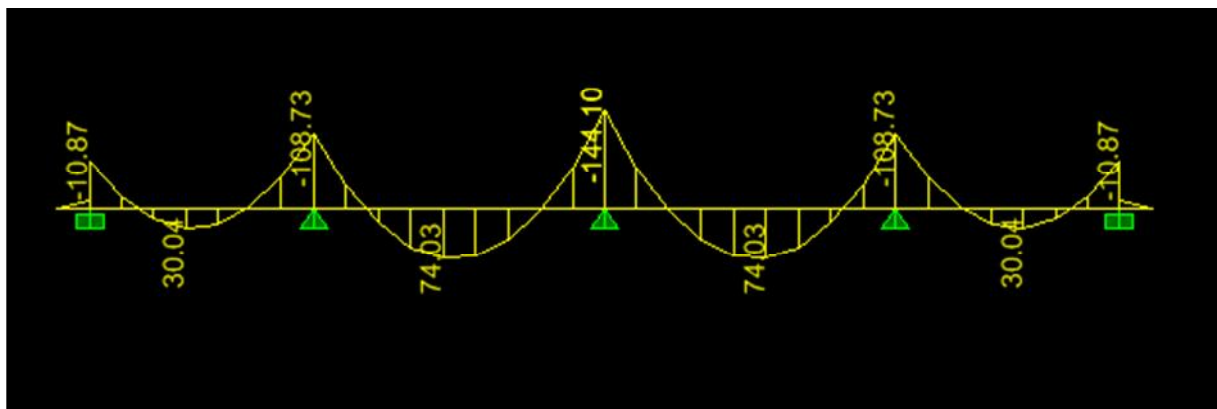


Figure IX-14 Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

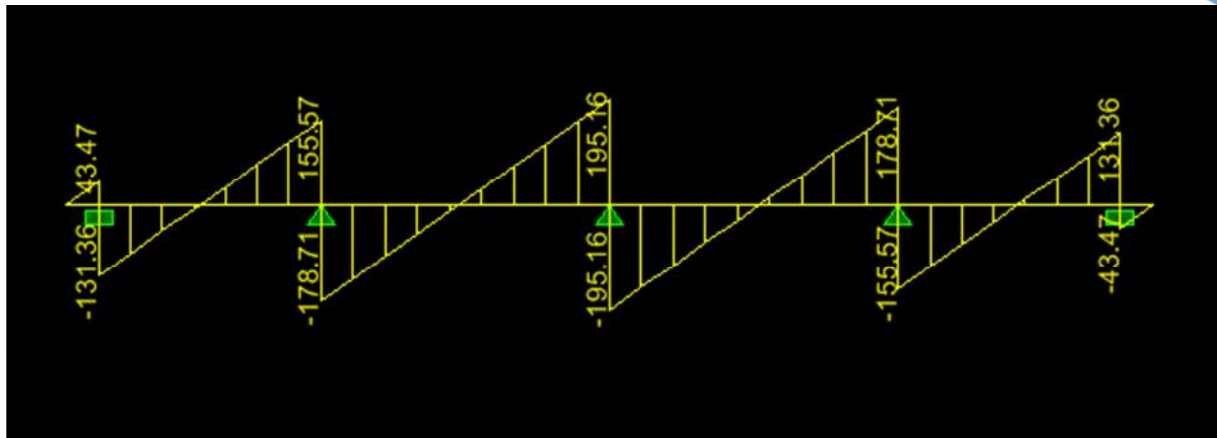


Figure IX-15 Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN

- Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.7 : Efforts tranchants et moments fléchissants.

Sens (x-x)	Sens (y-y)
$M_{tu \max} = 103.11 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 97.82 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 184.1 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 190.4 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 78.04 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 74.03 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 139.33 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 144.1 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 258.5 \text{ KN}$	$T_{u \max} = 257.87 \text{ KN}$

a) Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60\text{cm}; \quad d = 67\text{cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{MP}$

Tableau IX.8 : Ferrailage des nervures à l'ELU.

		M(KN/cm)	μ	β	cal(cm ²)	Choix	A _{ad} (cm ²)	
ELU	Sens X-X	Appui	184.1	0.048	0.975	8.09	4HA14+2HA12	8.42
		Travée	103.11	0.026	0.987	4.48	4HA12	4.52
	Sens Y-Y	Appui	190.4	0.050	0.974	8.38	4HA14+2HA12	8.42
		Travée	97.82	0.025	0.987	4.25	4HA12	4.52

b) Vérifications à l'ELU :**Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4.85 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

c) Armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=8\text{mm}$

✓ **Espacement des armatures :**• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20; 12\} = 9.6 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$ en zone nodale .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

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

✓ **La quantité d'armatures transversales:**

• **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.45 \text{ cm}^2$

• **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées «armatures de peau» sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

- Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
- $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$

- Soit donc 4HA10 avec $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

d) Vérification à l'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens x-x:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103.11}{78.4} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0330 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103.1}{139.33} = 1.32$$

$$\alpha = 0.615 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens Y-Y :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{97.82}{74.03} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{190.4}{144.1} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

IX -8- Etude du voile plaque :

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatif aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

IX -8-1- Pré dimensionnement du voile périphérique : (Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

IX -8-2- Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

IX -8-3- Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

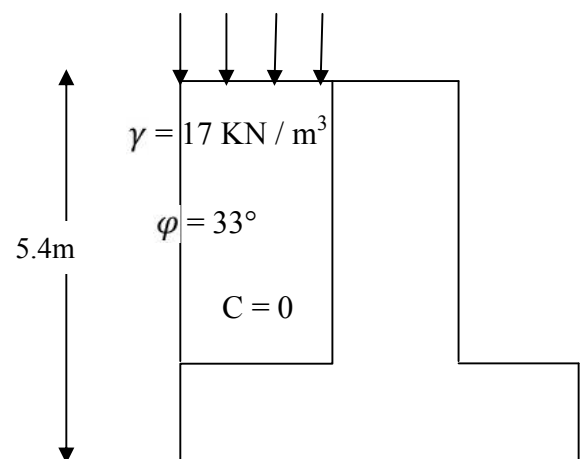


Figure IX-16- Schéma de voile de soutènement

IX-8-4-Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.54$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 5.4 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,54 = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

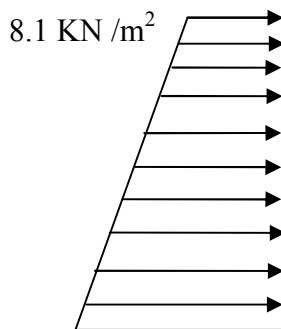
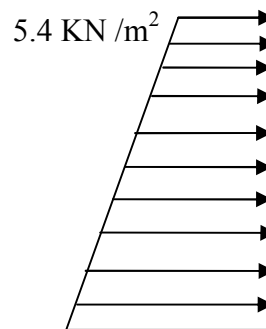
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 \times (1,35 \times 17 \times 5.4 + 1,5 \times 10) = 75.02 \text{ KN/m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,54 \times 10 = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 (10 + 17 \times 5.4) = 54.97 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Diagramme des contraintes :**75.02 KN/m²**ELU**54.97 KN/m²**ELS**

IX-8-5-Charges moyennes :

$$\text{ELU : } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 75.02 + 8.1}{4} = 58.3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 54.97 + 5.4}{4} = 42.58 \text{ KN/ml}$$

IX-8-5-1-Ferraillage du voile plaque :✓ **Méthode de calcul :**

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

✓ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

➤ **Identification des panneaux :**

$$l_x = 4.3 \text{ m}$$

$$l_y = 5.4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.3}{5.4} = 0.796; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,79 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,577 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0576 \times 58,3 \times 5,4^2 = 97,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,356 \times 97,92 = 34,86 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

✓ **Sens X - X :**

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 97,92 = 48,96 \text{ KN.m}$$

• En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 97,92 = 83,23 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens YY :**

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 36,86 = 18,43 \text{ KN.m}$$

• En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 36,86 = 31,33 \text{ KN.m}$$

• **Etape de calcul :** $\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0,392$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Tableau IX.9 : Ferrailage du mur plaque à l'ELU.

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	83.23	0.20	SSA	0.887	15.28	10HA14	15.39	10
	appui	48.96	0.12	SSA	0.936	6.90	5HA14	7.70	20
y-y	travée	31.33	0.075	SSA	0.961	5.64	5HA12	5.65	20
	appui	18.43	0.044	SSA	0.978	3.18	5HA12	5.65	20

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

• Aux appuis :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{3 - 0.79}{2} = 1.768 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

$$A_{ua}^x \left\{ \begin{array}{l} = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.768 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.768 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 15.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.768 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.768 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

✓ Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42):

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

✓ Espacement des armatures :

$$S_t^{max} = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u l}{2.b.d} = \frac{58.3 \times 4.30}{2 \times 1 \times 0.27} = 464.24 \text{ KN/m}^2 = 0.46\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.79 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0.0642 \\ \mu_Y = 0.696 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l^2 = 0.0642 \times 42.58 \times 5.4^2 = 79.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0.696 \times 79.71 = 55.48 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

✓ Sens X - X :

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0X} = 0.5 \times 79.71 = 39.85 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.85 M_{0X} = 0.85 \times 79.71 = 67.75 \text{ KN.m}$$

✓ Sens YY :

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 55.48 = 27.74 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0.85 M_{0Y} = 0.85 \times 55.48 = 47.158 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec : α : Position de l'axe neutre.

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{39.85}{27.74} = 1.44 \text{ et } \mu = 0.12 \rightarrow \alpha = 0.1603$$

$$\alpha = 0.1603 < \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{67.75}{47.158} = 1.44 \text{ et } \mu = 0.20 \rightarrow \alpha = 0.2818$$

$$\alpha = 0.2818 < \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

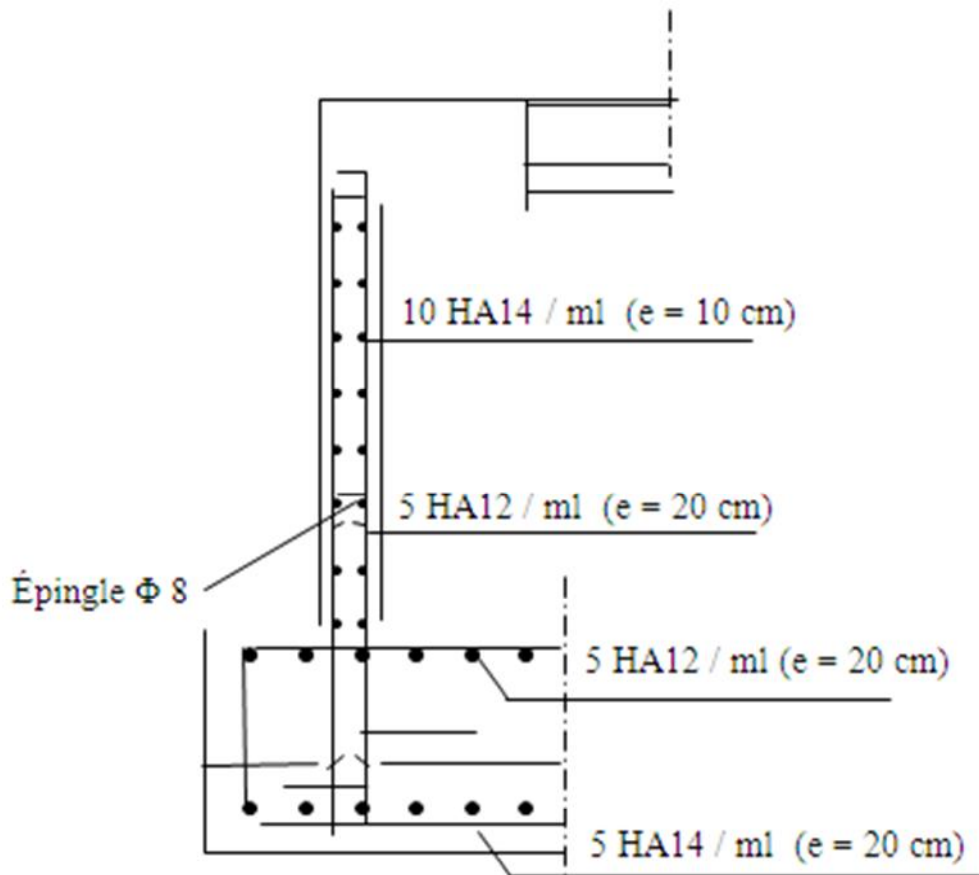


Figure IX-17 Schéma de ferrailage du mur plaque.

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons su l'importance d'analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage nous permet de faire une bonne conception parasismique au moindre cout.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on cherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à conclusion de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin j'espère que ce travail sera une petite contribution pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

Livres :

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours :

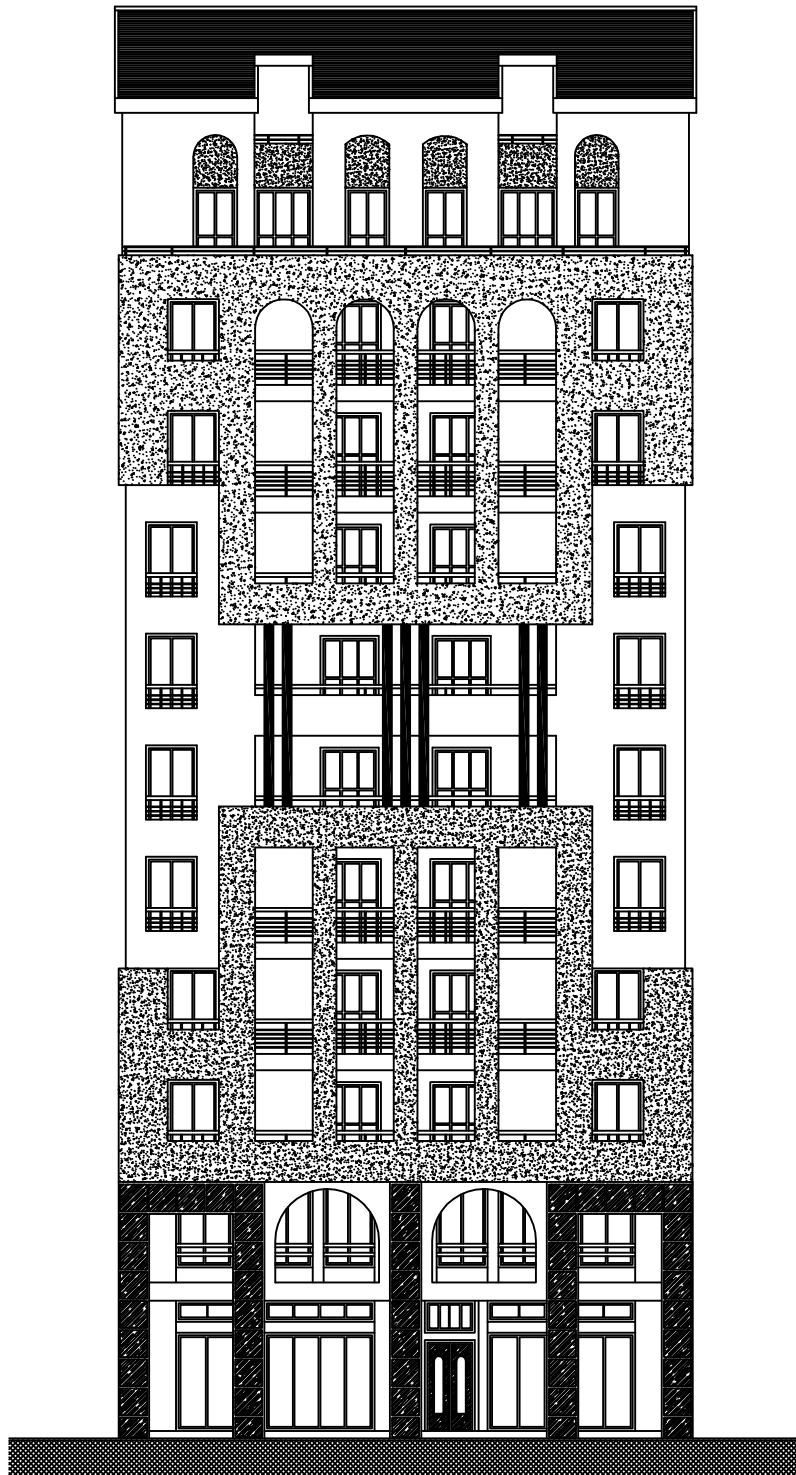
- Résistance des matériaux
- Béton armé
- Dynamique des structures
- Cours de bâtiment

Thèses :

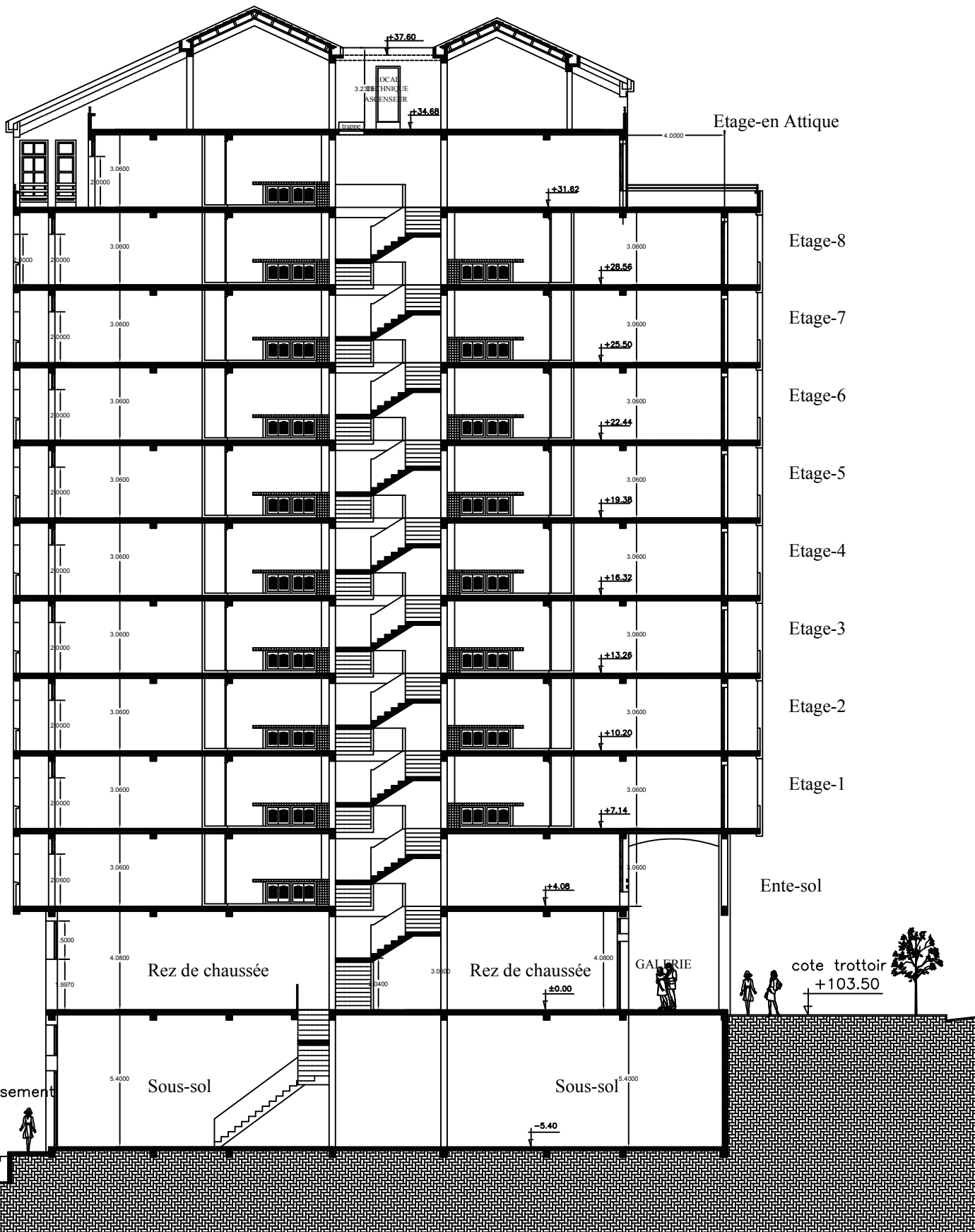
- Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles –portiques en béton armé
- Etude d'un bâtiment en R+8 avec charpente à ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2007)

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2010(Dessin)
- Socotec (ferraillages)
- ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul... etc).

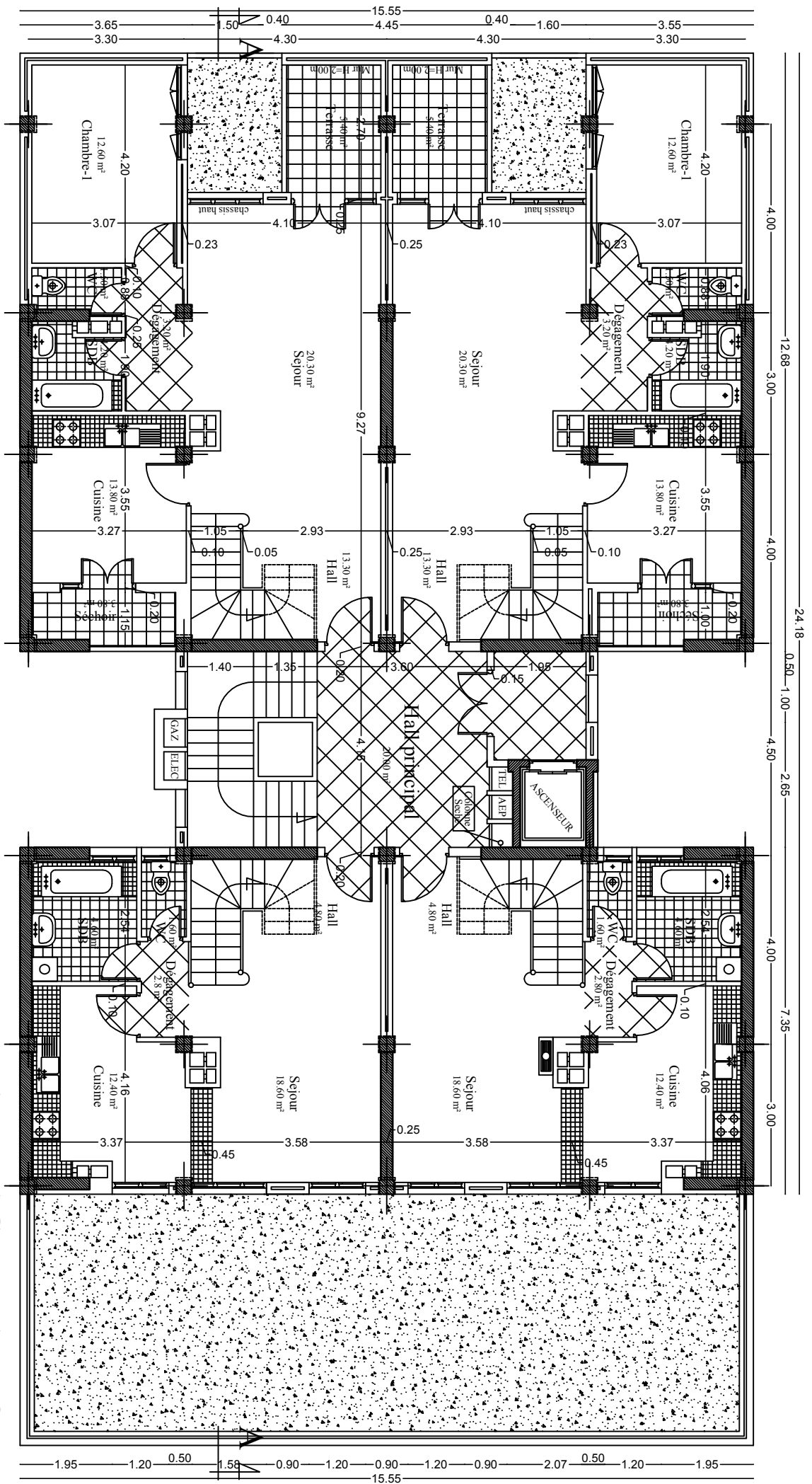


FACADE PRINCIPALE

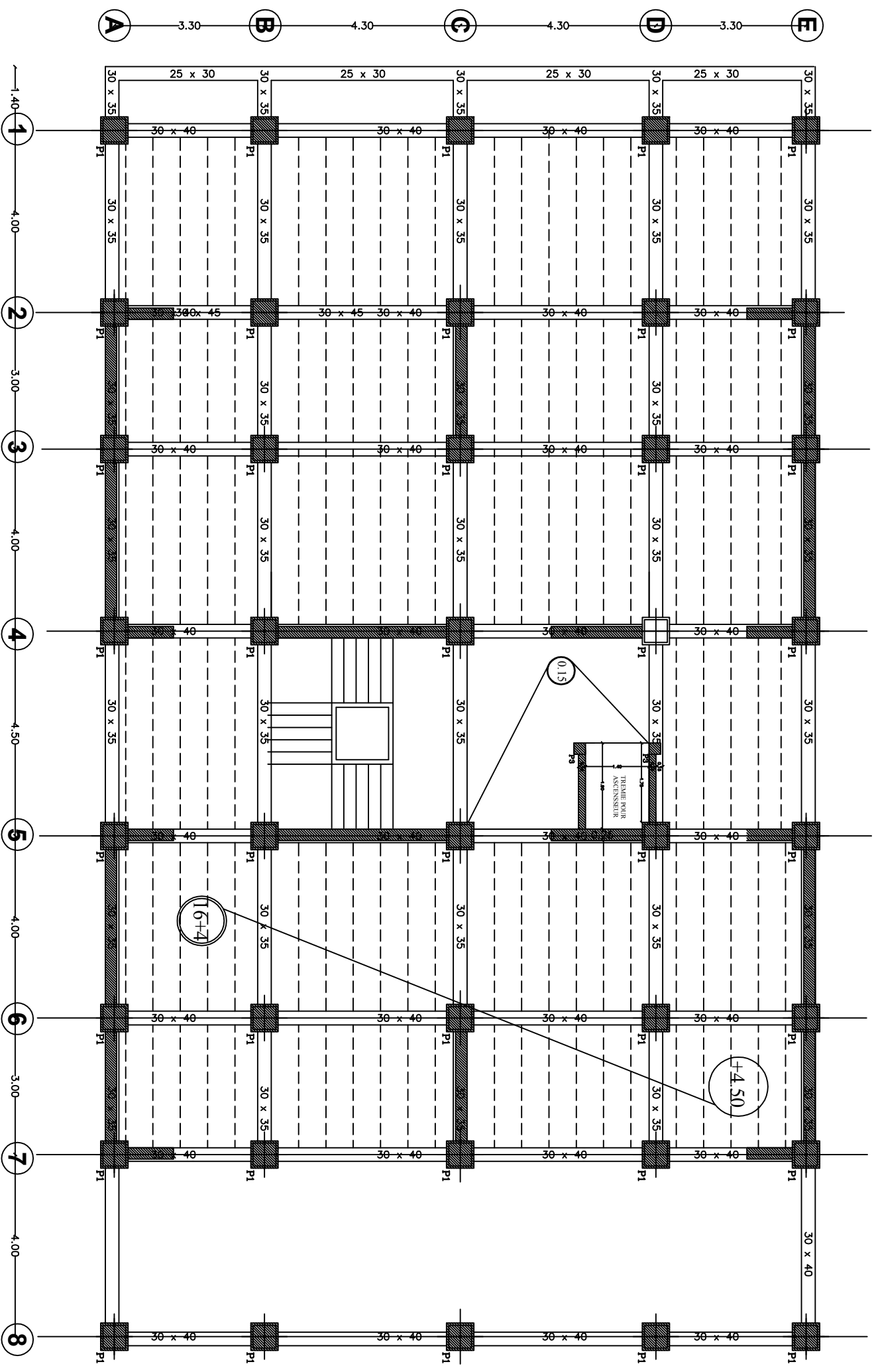


COUPE LONGITUDINALE: A-A

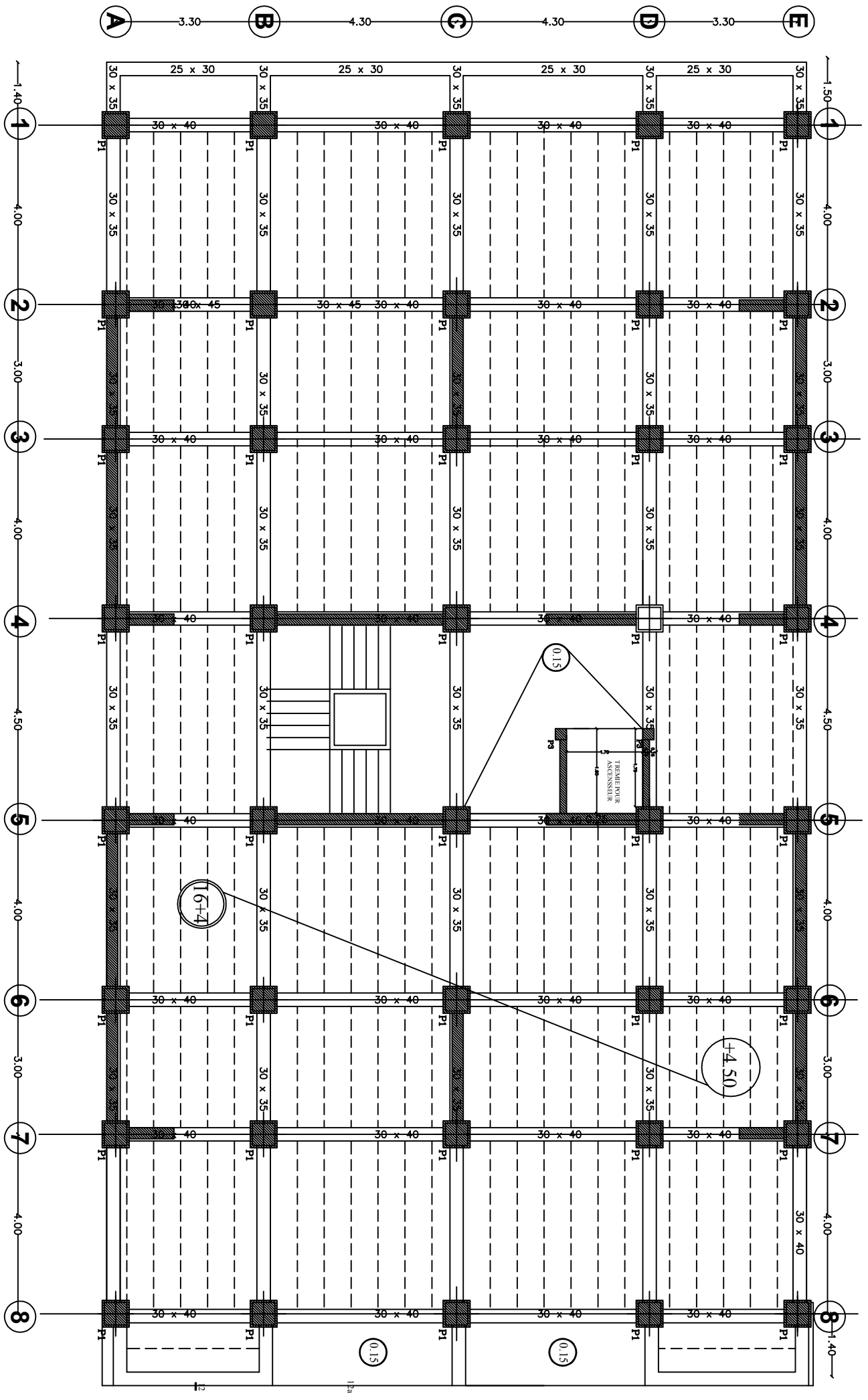
PLAN ETAGE EN ATTIQUE
ECH 1/50



COFFRAGE Niv +4.08



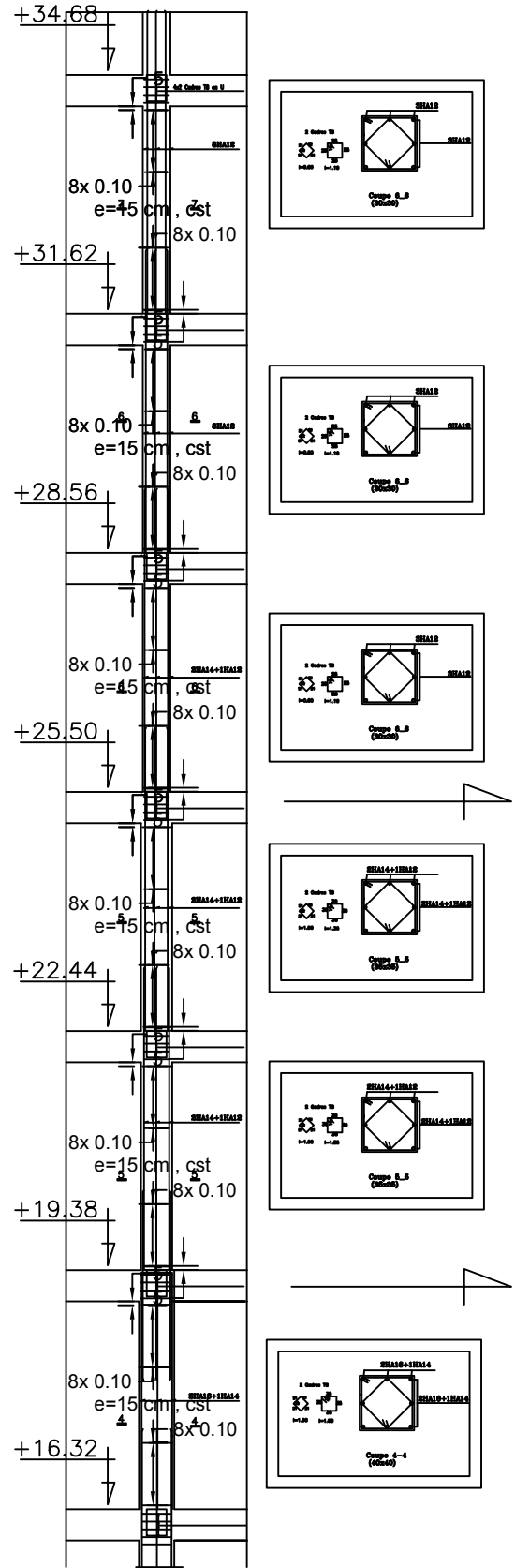
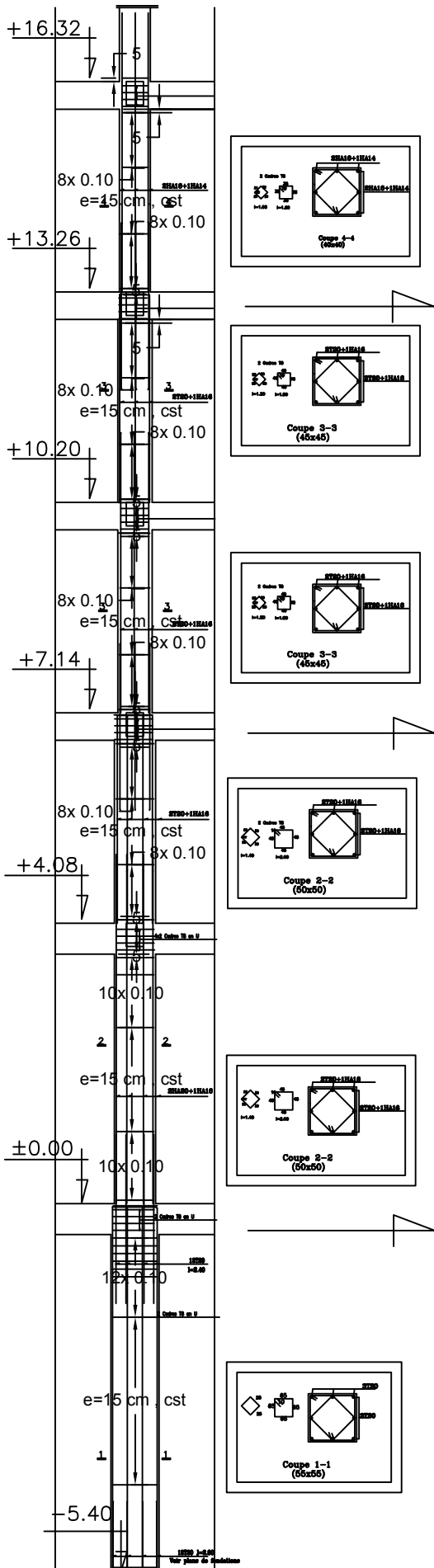
COHRAGGE NIV +7.14

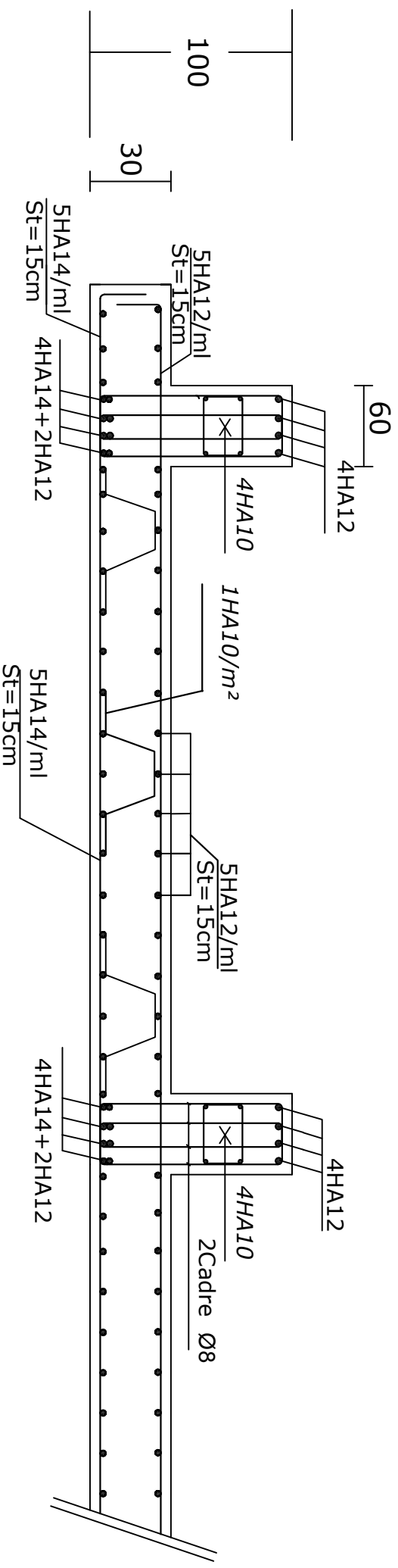


FERRAILLAGE DES POTEAUX

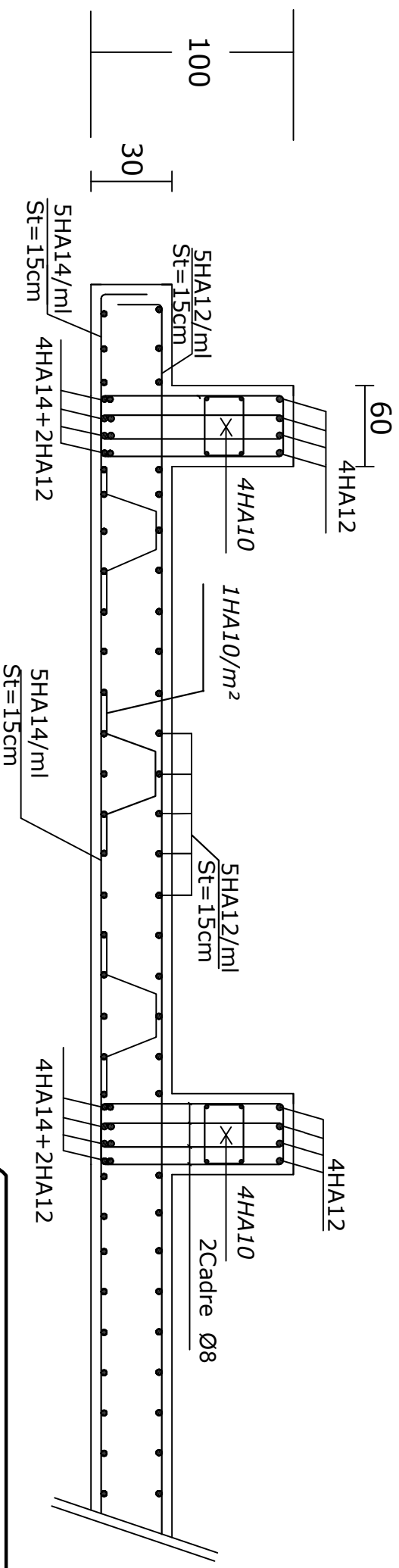
55x55, 50x50, 45x45, 40x40, 35x35, 30x30

ECH 1/40





Ferrailage du radier général Sens X-X



Ferrailage du radier général Sens Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDE PAR M. ETHER MOHAMED WALID
ENCADRE PAR M. ALKAMMA

TITRE: FERRAILAGE DES POUTRES
PRINCIPALES

PROMOTION 2013/2014

ECH: 1/40