

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

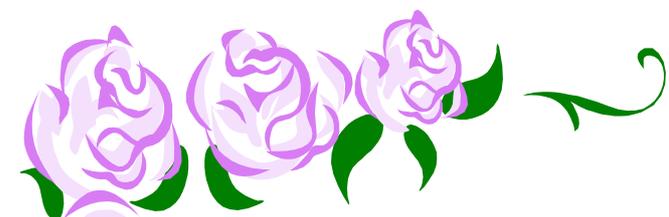
*Etude d'une Structure R+7+2SS à usage d'habitation et commercial à
Ossature mixte contreventée par voile*



Etudié par : M^{elle} KHODJA Nadia
M^{elle} HAUCHE Hakima

Dirigé par : M^r HARMIM .M

Année 2012/2013



Remerciement

*Tout notre reconnaissance et remerciement à **Allah** ,le tout puissant qui nous a donné la force ,le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr HARMIM**.En effet, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ces encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.*

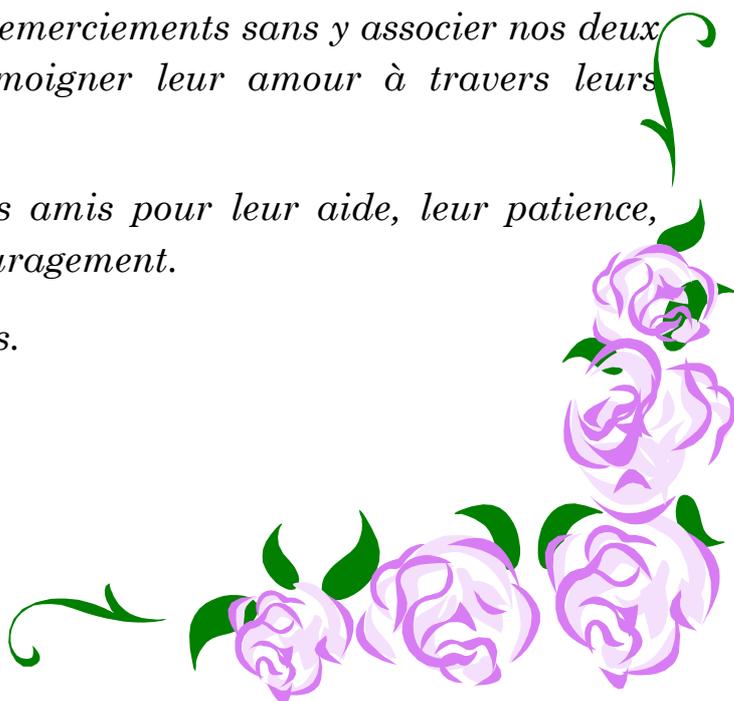
*Il est agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et au personnel de la bibliothèque du département **GENIE CIVIL** ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrons terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leurs soutiens moral.

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

Nous leur disons merci pour tous.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour laquelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.

A mes chers frères : Karim, Hamid, Nourdine, Kaci.

A ma chère sœur : Karima et à son mari Sadek.

A mes belles sœurs : Sonia, Fazia.

Sans oublier mes anges : Maya, Mohamed, Ines, Samy, Ahmed, Ceryne.

A mon binôme Hakima et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2012-2013.

A tous ceux qui m'aiment.

Nadia.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.

A celle pour la quelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère .

A mes chers frères :Mouloud,Ramdane, Hamid , Zahir .

A ma chère sœur :Nadjiba et à son marie Rachid.

A ma belle soeur : Kahina.

Sans oublier mes nièces :lili,lisa,Houa,Meriême.

A mon binôme Nadia et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2012-2013.

A tous ceux qui m'aiment.

Hakima.

SOMMAIRE

Introduction générale.

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

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments..... 13

Chapitre III : Modélisation de la structure et vérification de RPA..... 26

Chapitre IV : Ferrailages des poteaux..... 59

Chapitre V : Ferrailages des poutres..... 79

Chapitre VI : Ferrailages des voiles..... 96

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure..... 115

Chapitre VIII : Etude du mur plaque..... 141

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

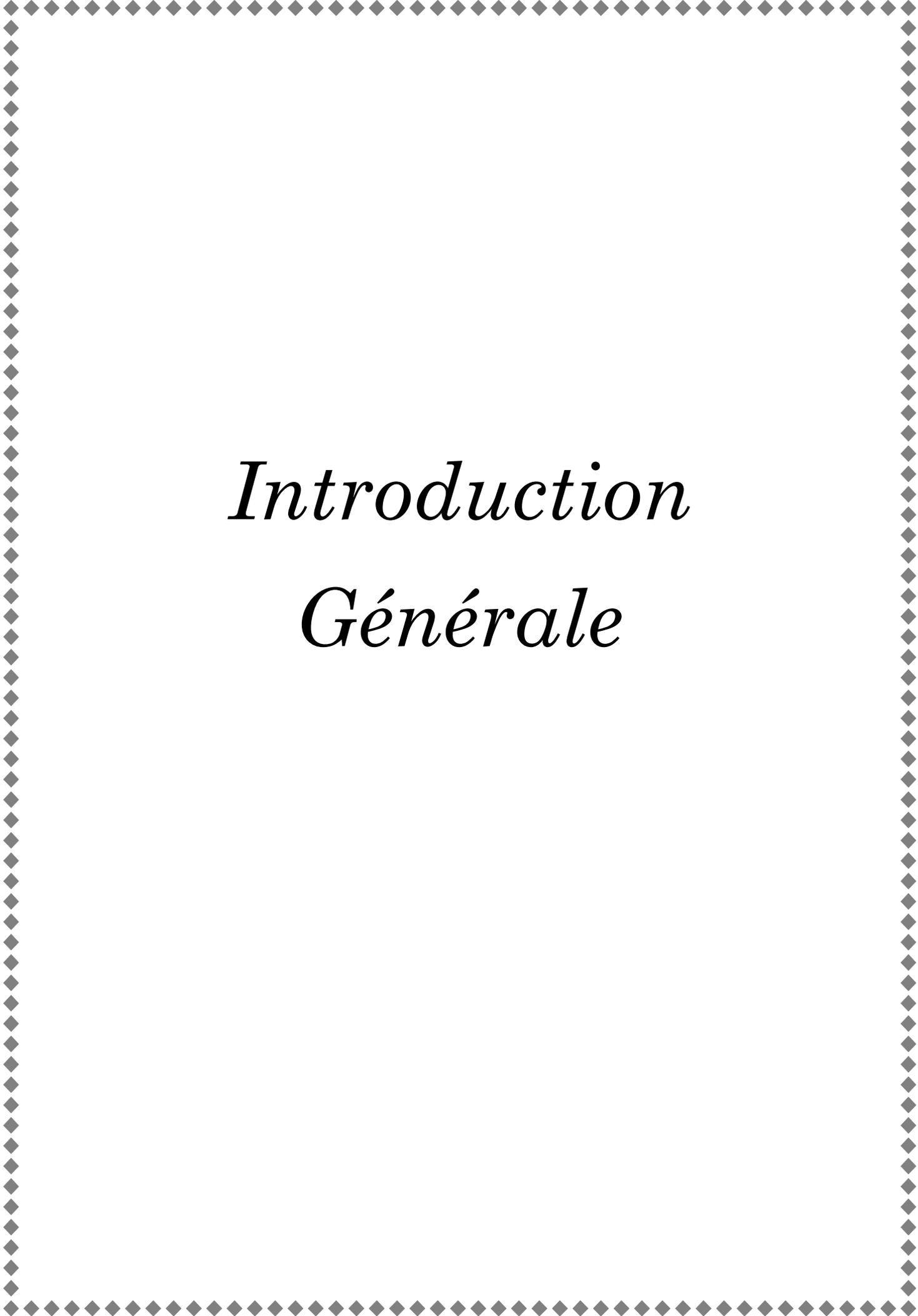
Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

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

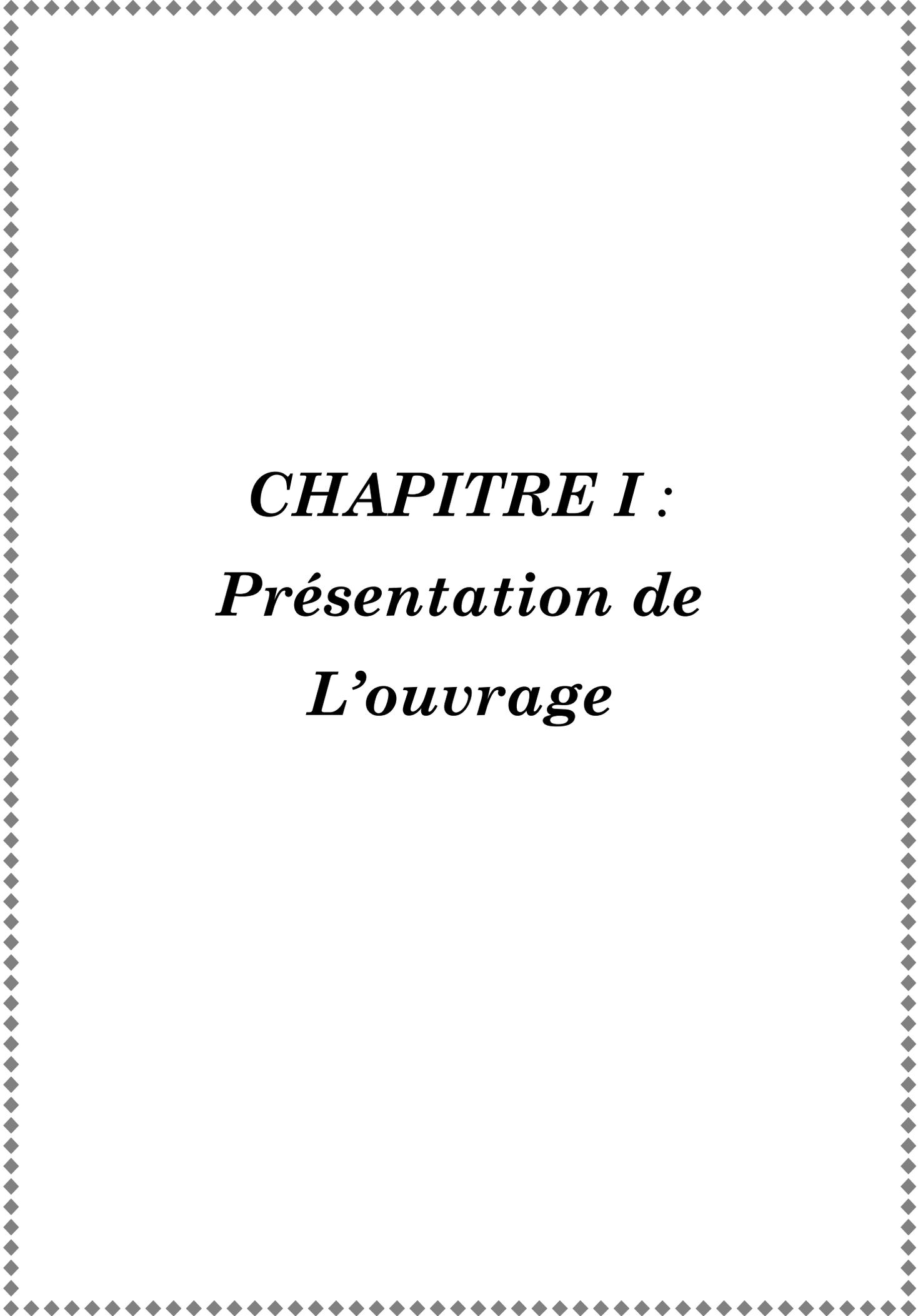
D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +7+2Sous-sols) à usage d'habitation et commercial, ossature mixte contreventée par voiles.

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



Introduction
Générale



CHAPITRE I :
Présentation de
L'ouvrage

Introduction :

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation ou de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages » .

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.1. Description de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en étude et le calcul d'un bâtiment (R+7+2S-S) à usage d'habitations et commercial. Ce bâtiment sera implanté à Boghni dans la Wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=2\text{bars}$.

I.2. Caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....33.06m
- Hauteur du sous sol 2.....4.08m
- Hauteur du sous-sol13.06m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4.50 m
- Hauteur de l'étage courant3.06 m

b) Dimensions en plan :

ETAGE COURANT :

- Longueur totale.....27.70 m
- Largeur totale25.10m

RDC ET L'ETAGE DE SERVICE :

- Longueur totale24.90m
- Largeur totale25.10m

LES SOUS SOLS :

- Longueur total des sous-sols.....25.11m
- Largeur totale24.6m

I.3.Eléments de l'ouvrage :**I.3.a . OSSATURE :**

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte), d'après le (RPA 99 version 2003) pour toute structure dépassent une hauteur de 14mètre en zone IIa ,Son contreventement est assuré par deux types :

•Contreventement par portique : C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

•Contreventement par voiles : Composé des éléments verticaux « voiles »en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

-ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I.3.b. Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée.

I.3.c. Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasse et de palier en béton armé coulés sur place.

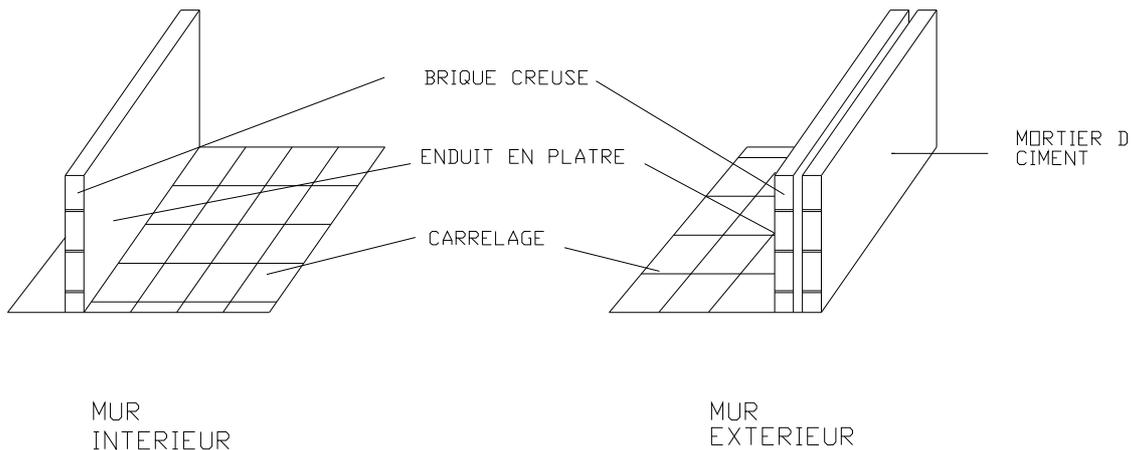
I.3.d. Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

I.3.e. Maçonnerie :

Mur extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'air de 5cm.....(10+5+10).

Mur intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

**I.3.f. Revêtements :** Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

I.3.g. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m)de hauteur ,réalisé en béton armé coulé surplace ,il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.3.f. Coffrage :

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

I.3.h. Fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armée ont pour objet de transmettre eu sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ... etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe :(cas des semelles reposants sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions des résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques de sol.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91, CBA 93), et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I.4.a. Béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland artificiel 325 (CPA 325).

✚ Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). celle-ci notée f_{c28} varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment et de la quantité d'eau de gâchage.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée par BAEL91, CBA 93 article : A.2.1 .11 comme suit :

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

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

- Après avoir procédé à l'écrasement des éprouvettes récupérer sur chantier au moment du coulage, il y a lieu de faire une analyse de béton et un essai de convenue pour le début des travaux, Pour l'étude de notre projet, on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

✚ Résistance caractéristiques à la traction : (Art .2.1.12/BAEL91,CBA93).

la résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10% de la résistance à la compression, notée f_{t28} et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Aj}=28\text{j on a } f_{ij} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} \quad f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

Contraintes limites du béton:

• Les états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa (Art .A.4 .3 .41 / BAEL91,CBA93)}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \longrightarrow$$

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures ($t > 24 \text{ heures}$).

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ($1 < t < 24 \text{ heures}$).

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures ($t < 1 \text{ heure}$).

b) Etat limite de service :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa (Art 4 .5 .2 BAEL91,CBA93)}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

■ Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

a) A L'ELU :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure I-1.

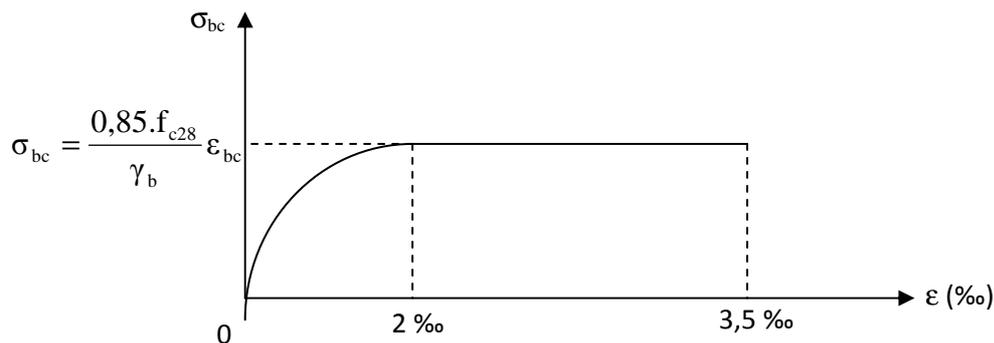


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

Le diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

b) A L'ELS :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte -déformation est illustré dans

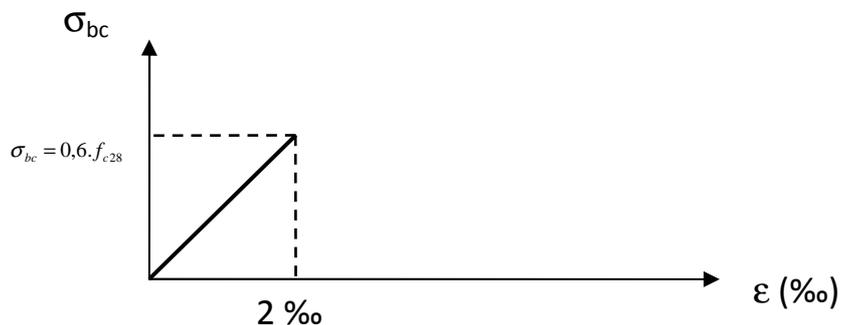


Figure I-2 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton.

✚ **Contrainte tangente conventionnelle** : (Art. A.5.1.BAEL91,CBA 93)

Donnée par la formule suivante :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$$

V_u : effort tranchant dans la section étudiée(ELU) .

b_0 :largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Avec :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 5 \} \text{MPa} = 3.25 \text{MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,10 f_{c28}, 4 \} \text{MPa} = 2.5 \text{MPa} \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

✚ **Module d'élasticité** :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

1- Module de déformation longitudinale:

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

a. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »:(Art. A.2.1.21 /BAEL91,CBA93)

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

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

D'où: pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

b. Module d'élasticité différé « E_{vj} »:(Art. A.2.1.22/BEAL91,CBA 93)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).qui est donné par :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

2- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

 **Coefficient de poisson :** (Art A.2. 1. 3.BAEL91, CBA 93)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement **BAEL91**:

à l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

à l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I.4.B. Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.B.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000$ MPa (Art A.2.2.1/ BAEL91,CBA 93)

La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

Diagramme contrainte déformation :

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

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

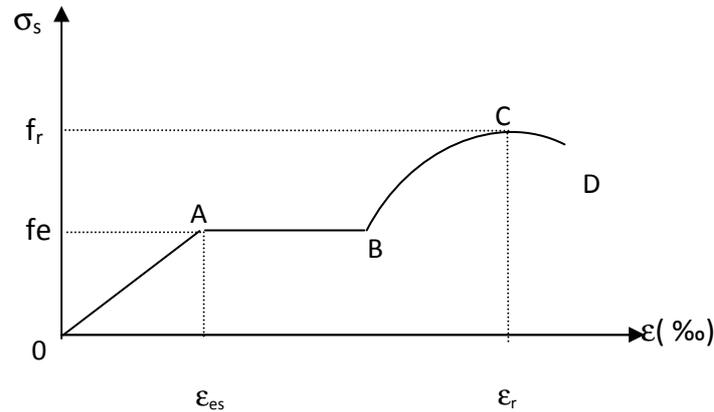


Figure I.B.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

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

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

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

Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

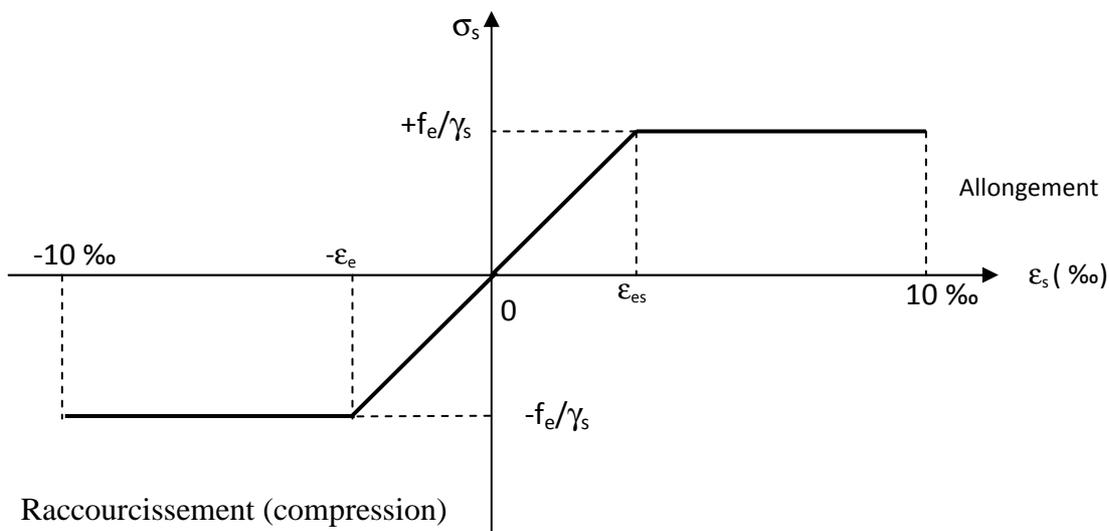


Figure I.B.2 : Diagramme contrainte- déformation de calcul

Contraintes limites de l'acier :

a) Contrainte limite à l'ELU (Art.4 .3.2/BAEL.91)

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

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.

Exemple :

	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_s = 1$
Fe=400Mpa	$\sigma_{st}=348\text{Mpa}$	$\sigma_{st}=400\text{MPa}$
Fe=520Mpa	$\sigma_{st}=450\text{Mpa}$	$\sigma_{st}=520\text{Mpa}$

b) La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU :

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

1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.32)

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

2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91,CBA 93/Art. A. 4.5.33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

F_{t28} :résistance caractéristique à la traction du béton.

n:coefficient de fissuration tel que :

-n=1 → pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

-n=1,3 → pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q < 6\text{mm}$.

-n=1,6 → pour les aciers de haute adhérence de diamètre $Q \geq 6\text{mm}$.

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)

C'est le cas des milieux agressifs.

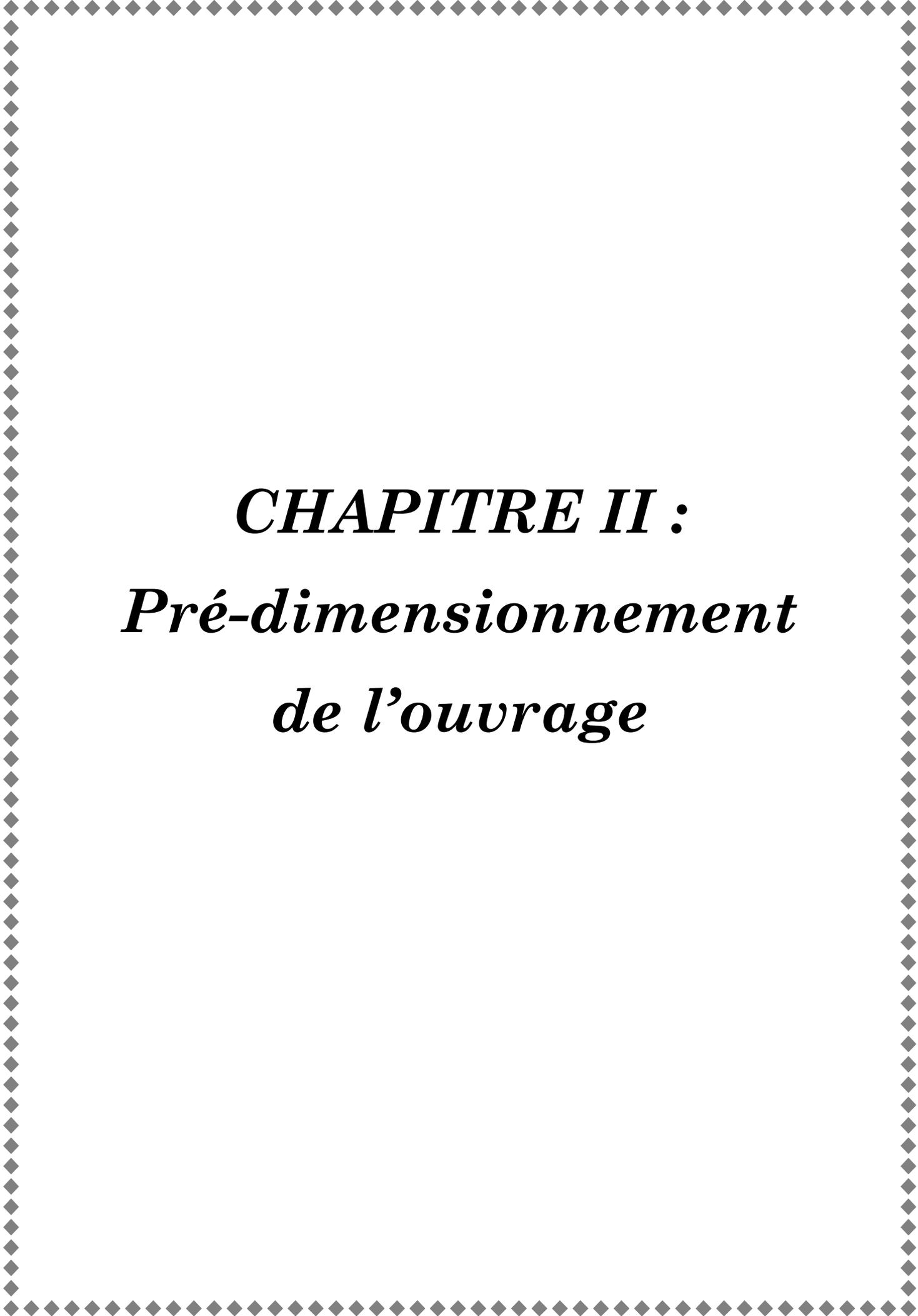
$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_c, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$ obtenue pour $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ et $n=1.6$ est : $\bar{\sigma}_{st} = 165\text{MPa}$

 **Protection des armatures** : (Art .A.7.2. 4 /BAEL91, CBA 93)

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

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



CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement
de l'ouvrage

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

II.1.Pré-dimensionnement des éléments :**II .1.A. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles.

- **Une fonction de résistance mécanique** ; Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité**, Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

❖ **Plancher à corps creux :**

Il s'agit de plancher ,constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4à6cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance(FE520)dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle.

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm²exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L = 400-25 =375cm

$$ht \geq \frac{375}{22,5} = 16,67 \text{ cm}$$

On prend **ht = 20cm**.

On optera pour un plancher une épaisseur de $h_t = (16+4)\text{cm}$, soit :

16cm : épaisseur du corps creux

4cm : épaisseur de dalle de compression

Il sera valable pour tous les planchers.

Dalle de compression

Treillis soudé

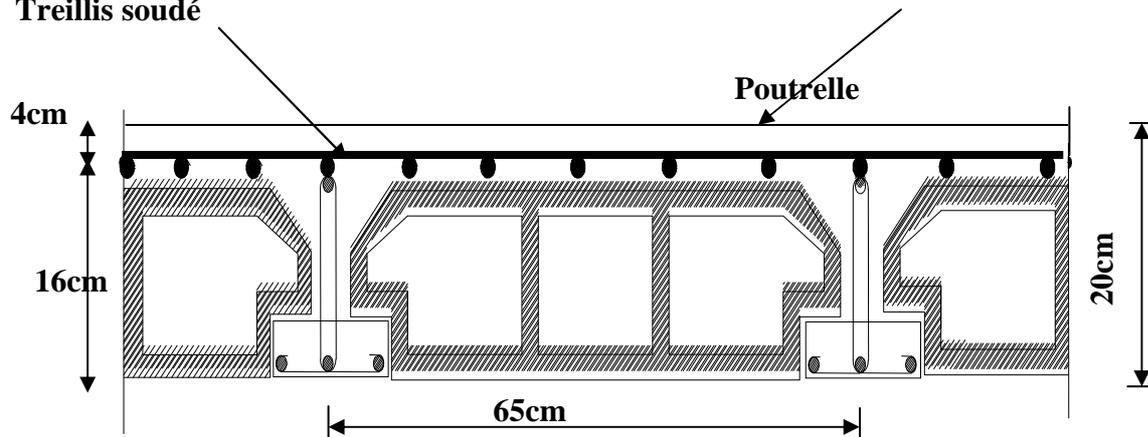


Fig .II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

❖ Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes et des conditions d'appui.

1) condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$.

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.45\text{m}$ $e_1 \geq 1.45/10 = 0.145\text{m}$

on adoptera une épaisseur $e_1 = 15\text{cm}$

2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm $e_2 = 11\text{cm}$.

3) Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L)est proportionnelle au logarithme de la masse(M).

$$L=13.3\log(10M) \quad \text{si } M \leq 200\text{Kg/m}^2$$

$$L=15\log(M)+9 \quad \text{si } M > 200\text{Kg/m}^2$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350Kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = M / \rho = 350 / 2500 = 0.14\text{m} \quad e_3 = 14\text{cm}.$$

Tel que : ρ poids volumique du béton armé qui égale à $\rho = 2500\text{daN/m}^3$.

$$\text{Donc : } e = \max(15, 11, 14) = 15\text{cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 15\text{cm}$.

II .1.B. Les poutres :

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91, CBA93 comme suit :

Hauteur de la poutre :

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

Largeur de la poutre :

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

h_t : Hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée .

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

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

-Poutres principales (ou porteuses)

-Poutres secondaires.

a- Poutres principales :

Hauteur :

$$\text{on a } L = 480 - 25 = 455\text{cm}$$

$$\text{D'où : } 455/15 \leq h_t \leq 455/10 \Rightarrow 30,33 \leq h_t \leq 45,5\text{cm}$$

$$\text{On prend : } h_t = 40\text{cm}$$

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

$$\text{On prend : } b = 25\text{cm}$$

b- Poutres secondaires:**Hauteur :**

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

$$\text{D'ou : } 375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t=35\text{cm}$

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 25$$

On prend : $b=25\text{cm}$

VERIFICATION :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25cm	25cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.6	1.4	Vérifiée

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

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutre principale : (25x40)cm²

Poutre secondaire : (25x35) cm²

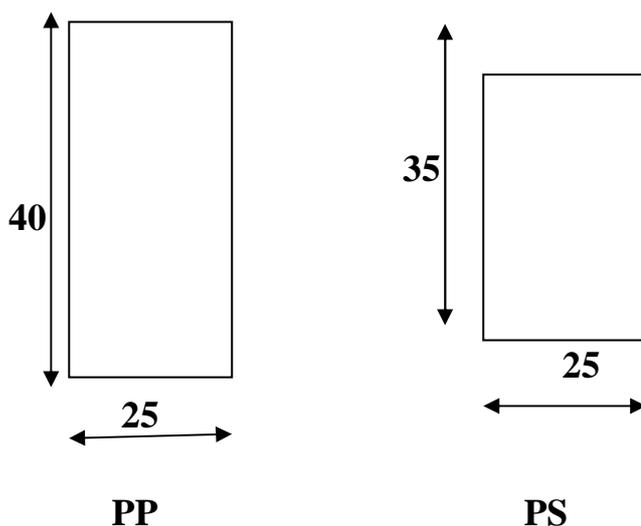


Fig II.2. Dimension des poutres

II.1.C.L'acrotère

On a $h_t=60\text{cm}$

Charge permanente G

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

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

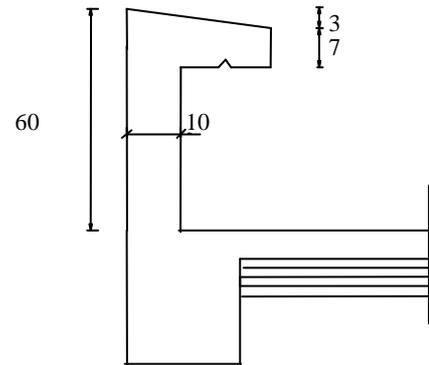


Figure II-3 : Coupe verticale de l'acrotère

II .2.Les charges permanentes :

a) plancher terrasse (inaccessible)

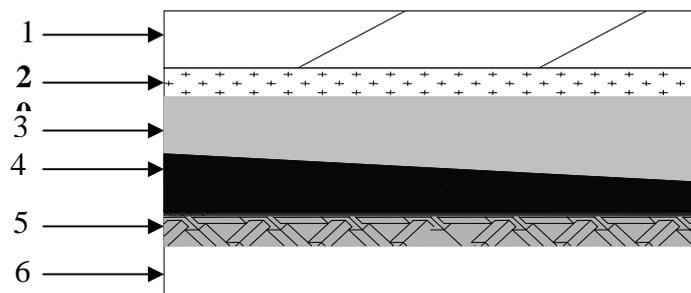


Figure II. 4. a : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.1
04	Hourdis et table de compression (16+4)	14	0.2	2.80
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit sous plafond	12	0.02	0.24
Totale $G_t= 5.27 \text{ KN/m}^2$				

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse

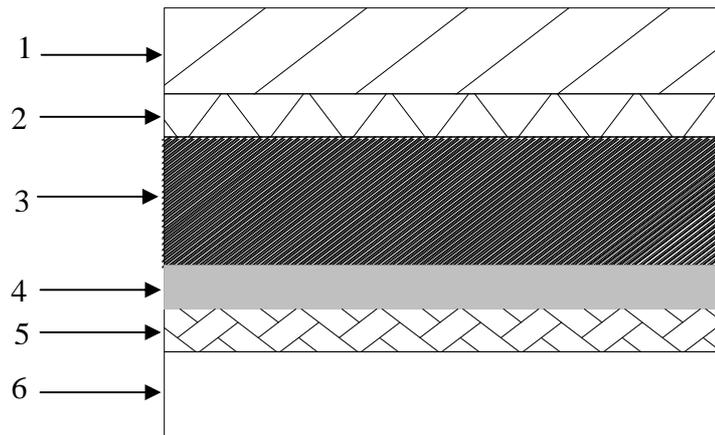
b) Etage courant ,RDC et S-SOL :

Figure II.5.b: Coupe transversale du plancher en corps creux.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
				Totale $G_t = 5.20$ KN/m²

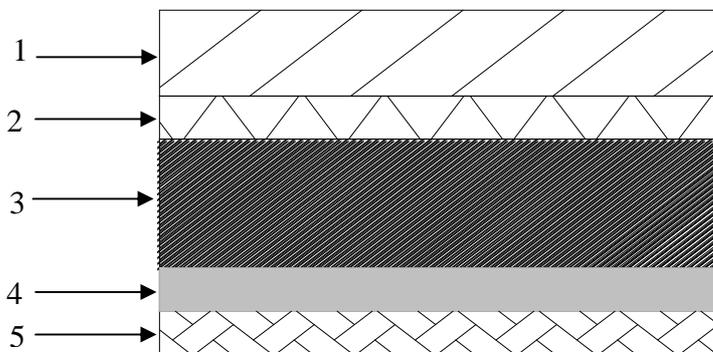
Tableau II.3: Valeur de charge permanente G_t .**c) Plancher dalle pleine :**

Figure II.6.b: Coupe transversale du plancher dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
				Totale $G_i = 5.31 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.4: Valeur de charge permanente G_i .

c) Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

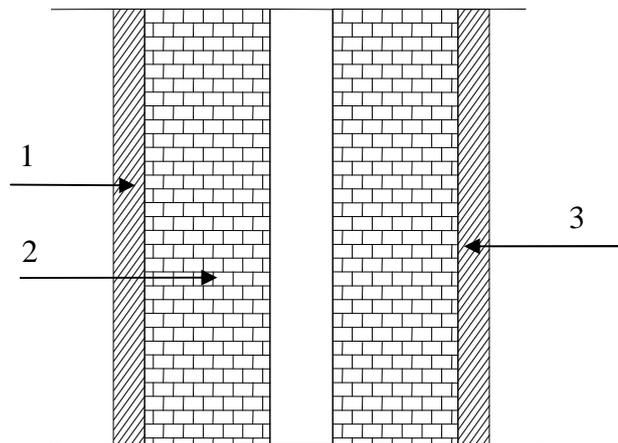


Figure II.7.c : Coupe vertical de mur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m ³)
01	Mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Brique creuse	9	0.1x2	1.8
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				Totale $G = 2.40 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

II. 3. Les surcharges d'exploitations :

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

Eléments	Surcharges (Q) [KN/m ²]
Acrotère	1.00 →
Terrasse inaccessible	1.00 ↓
Plancher étage courant et porte à faux	1.50 ↓
Etage de service (bureau)	2.50 ↓
Plancher RDC et le s-sol 1 (commerce)	3.50 ↓
Plancher sous-sol (parking)	4.00 ↓
les balcons	3.50 ↓
Escalier	2.50 ↓

II.4 . Les poteaux :

 **Etapes de pré dimensionnement (calcul) :**

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant résultant :
Comme on ne connaît pas le moment on peut approcher par l'inertie.

$M_{spot} + M_{npot} \geq 1.25(M_{epout} + M_{wpout})$.pour éviter l'apparition de rotule plastique dans les poteaux.

On a : $\sigma = MV/I$ $M \rightarrow \sigma I/V$

$$\sigma \cdot I_{spot}/V + \sigma I_{npot}/V \geq 1.25(\sigma I_{epout}/V + \sigma I_{wpout}/V)$$

$$I_{spot} + I_{npot} \geq 1.25(I_{epout} + I_{wpout})$$

$$2I_{pot} \geq 1.25(2I_{pout})$$

$$I_{pot} \geq 1.25(I_{pout})$$

- La section de la poutre principale est **(25x40)cm²**.

$$I_{pout} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.4^3}{12} = 1.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$= 1.33 \times 10^5 \text{ cm}^2 \times 1,25$$

$$= 1.67 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Il faut que on trouve : $I_{pot} \geq 1.67 \times 10^5 \text{ cm}^4$

On commence par la condition minimale de RPA.

(25X25)cm².

$I_{pot}=25^4/12=3.25 \times 10^4 \text{cm}^4$. \longrightarrow condition non vérifiée

(30X30) cm².

$I_{pot}=30^4/12=6.75 \times 10^4 \text{cm}^4$ condition non vérifiée

(40X40) cm².

$I_{pot}=40^4/12=2.13 \times 10^5 \text{cm}^4$ condition vérifiée

Donc la section de poteau pour tout les niveaux est de **(40X40)cm².**

✚ Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Poteaux :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e)

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteau (40x40) :

$$\text{Min} (40, 40) = 40\text{cm} \square 25\text{cm}$$

$$\text{Min} (40, 40) = 40\text{cm} \geq \frac{410}{20}$$

$$= 40\text{cm} \square 20,5\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{25}{25} = 1 < 4$$

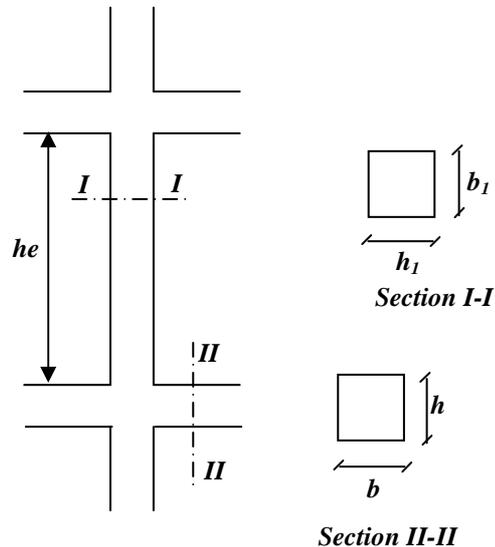


Fig.II.8.Coffrage des poteaux.

\Rightarrow Les conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Toutes les conditions relatives à l'Art. 7.4.1 du RPA99 version 2003 sont vérifiées.

✚ Vérification au flambement :

-Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

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

B : Section transversale du poteau ($B \times b$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

1- Poteaux de sous sol 2 : (40x40)

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,68 = 2,576 \text{ m}$

$I = 0,4^4 / 12 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$B = 0,40^2 = 0,16 \text{ m}^2$

$i = 0,115 \text{ m}$

Donc: $\lambda = 2,576 / 0,115 = 22,4 < 50$vérifiée

2-Poteaux du rez-de-chaussée : (40x40)

$h = 4,10 \text{ m}$

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,10 = 2,87 \text{ m}$

$I = bh^3 / 12 = 0,4^4 / 12 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$

$i = (2,13 \times 10^{-3} / 0,16)^{1/2} = 0,115 \text{ m}$

Donc: $\lambda = 2,87 / 0,115 = 24,96 < 50$ vérifiée

3-Poteaux d'étage courant et sous-sol1 : (40x40)

$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 2,66 = 1,862 \text{ m}$

$I = bh^3 / 12 = 0,40^4 / 12 = 2,13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$

$B = 0,40 \times 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$

$i = (2,13 \times 10^{-3} / 0,16)^{1/2} = 0,115 \text{ m}$

Donc: $\lambda = 1,862 / 0,115 = 16,19 < 50$vérifiée

Conclusion :

Pas de risque de flambement

-Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

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

D'après le RPA 99 version 2003 leurs Pré dimensionnement se feront comme suite :

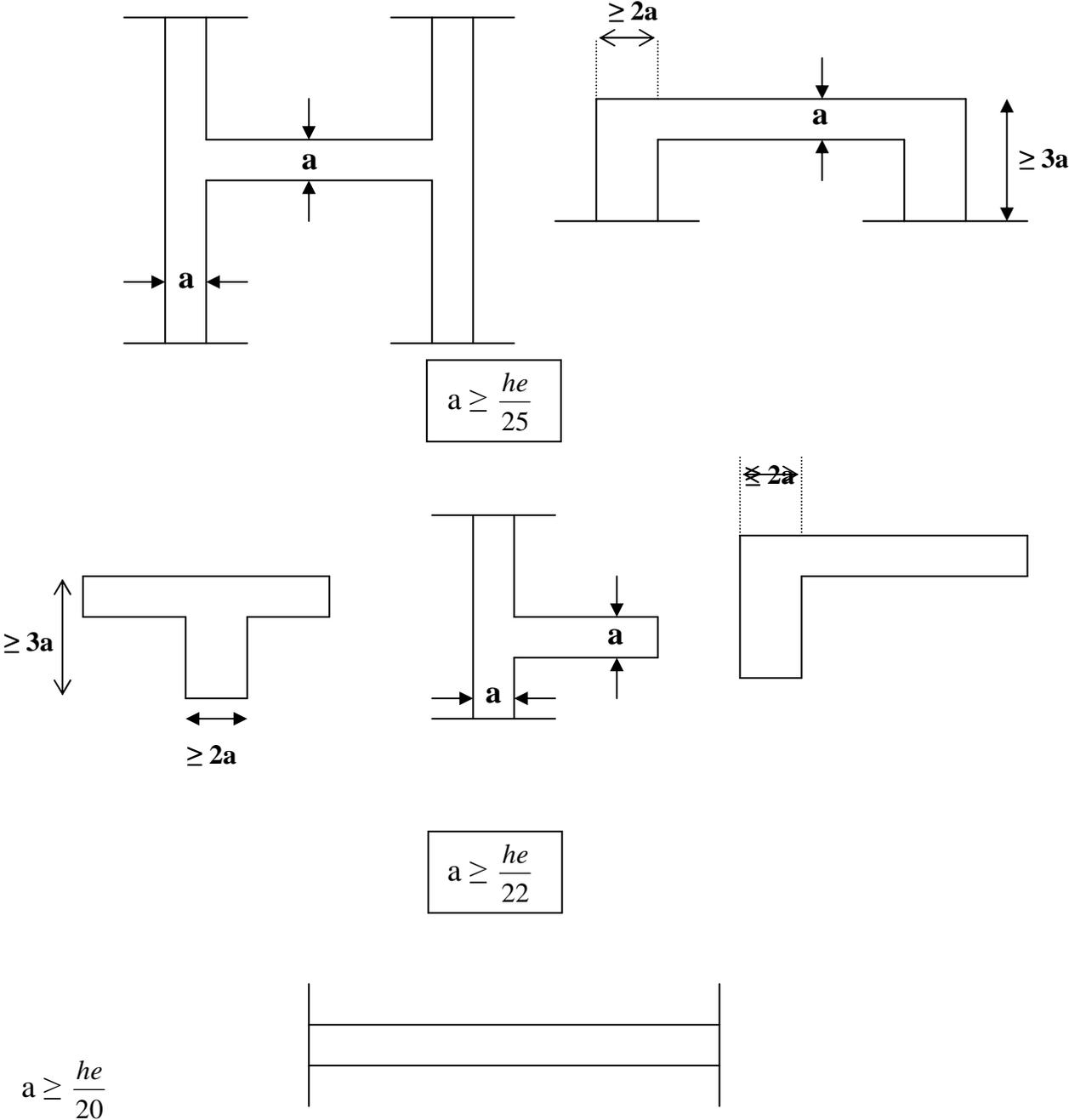


Fig II.9 :Coupe de voile en plan.

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

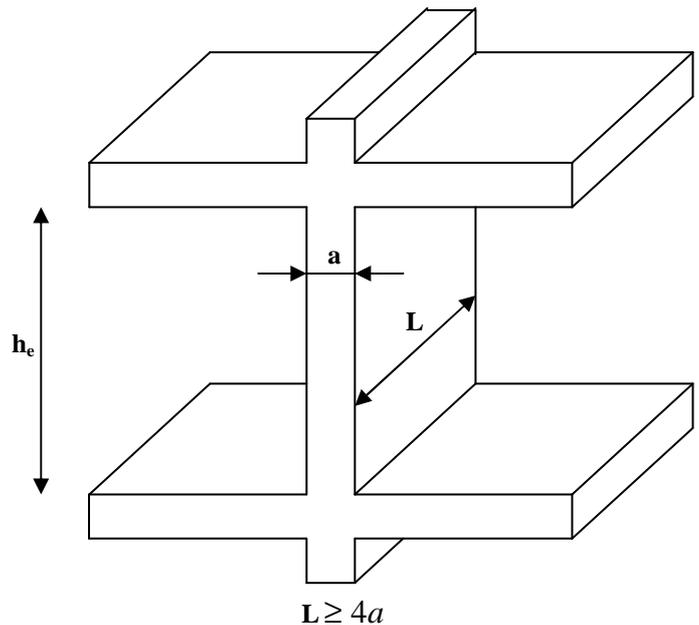


Fig.II.10: Coupe d'un voile en élévation

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

Pour le RDC et les sous-sols

On a: h_e = h - e_p

h_e = 450 - 20 = 430 cm

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{430}{20} = 21,5 \text{ cm}$$

⇒ a = 25 cm.

- a_{min} ≥ 15 cm ⇒ 25 cm □ 15 cm **vérifiée**
- L ≥ 4.a ⇒ 310 □ 100 cm **vérifiée**

Pour les étages courants:

On a : h_e = 306 - 20 = 286 cm

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

⇒ a = 20 cm.

- a_{min} ≥ 15 cm ⇒ 20 cm □ 15 cm **vérifiée.**
- L ≥ 4.a ⇒ 310 □ 80 cm **vérifiée .**
- L ≥ 4.a ⇒ 310 □ 80 cm **vérifiée.**

Conclusion :

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 $h_t = 20 \text{ cm}$.
- ❖ Epaisseur de la dalle pleine $e = 15 \text{ cm}$
- ❖ Epaisseur des voiles :

RDC et sous-sols $a = 25 \text{ cm}$ →

Etages courants $a = 20 \text{ cm}$ →

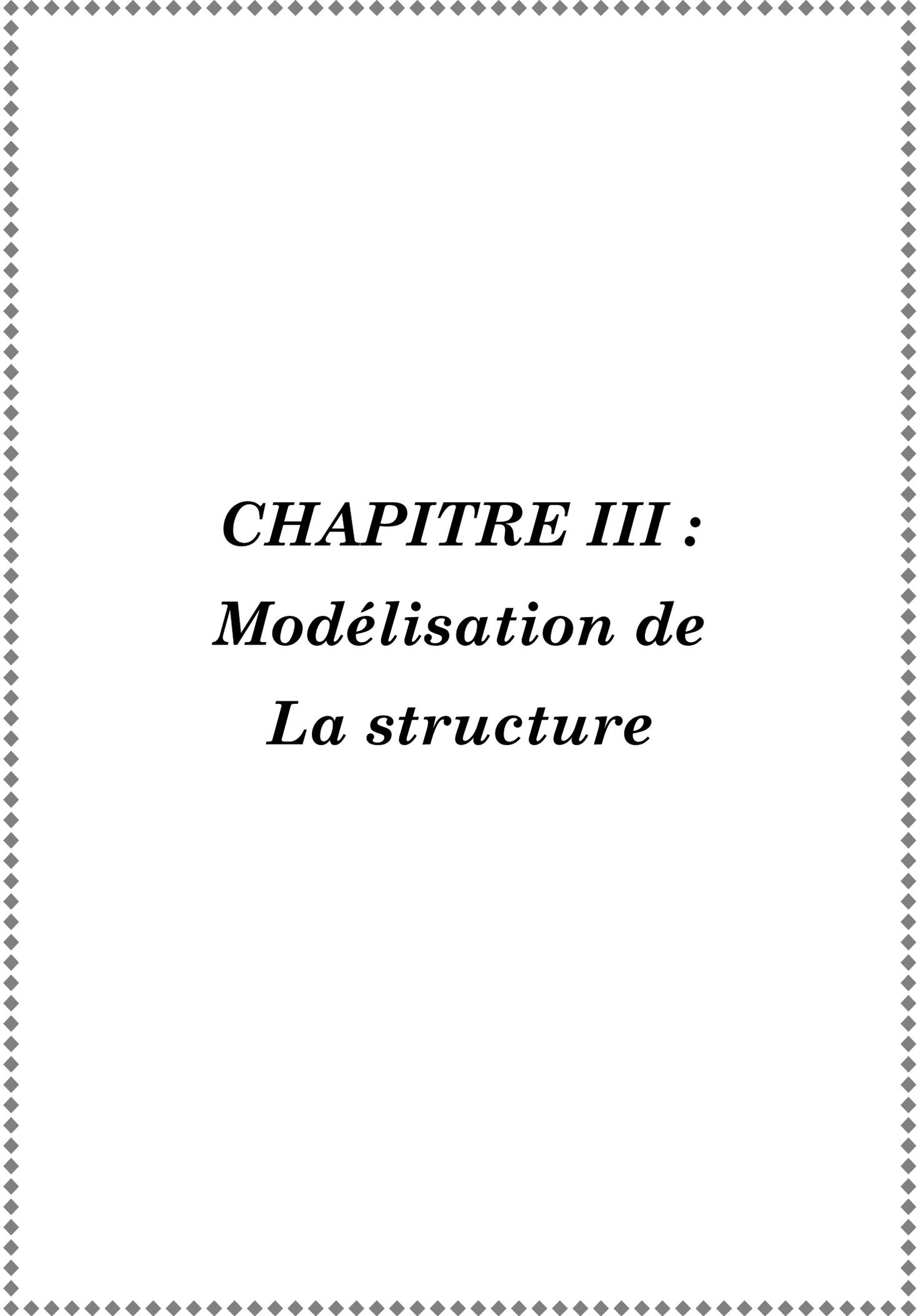
- ❖ Section des poutres :

Poutres principales $-(25 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires $-(25 \times 35) \text{ cm}^2$.

- ❖ Section des poteaux (40x40).

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



CHAPITRE III :
Modélisation de
La structure

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.

III .1 .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.

III.2.Description du logiciel ETABS .

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ;il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

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*). 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).

- **Rappel :(terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell :voile

Elément :élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

III.3.Choix de la Méthode de calcul :

- **Méthodes utilisables.**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

III.4.Présentation de la méthode modale spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- ✚ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- ✚ **Hypothèses de calcul.**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

- ✚ **Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :**

- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S2(sol ferme)**.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa**.
- La structure à étudiée fait **33.06 m** (RDC+7+2Sous-sol) de hauteur

III .5. Etapes de modélisation :

a) Première étape.

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

Choix des unités

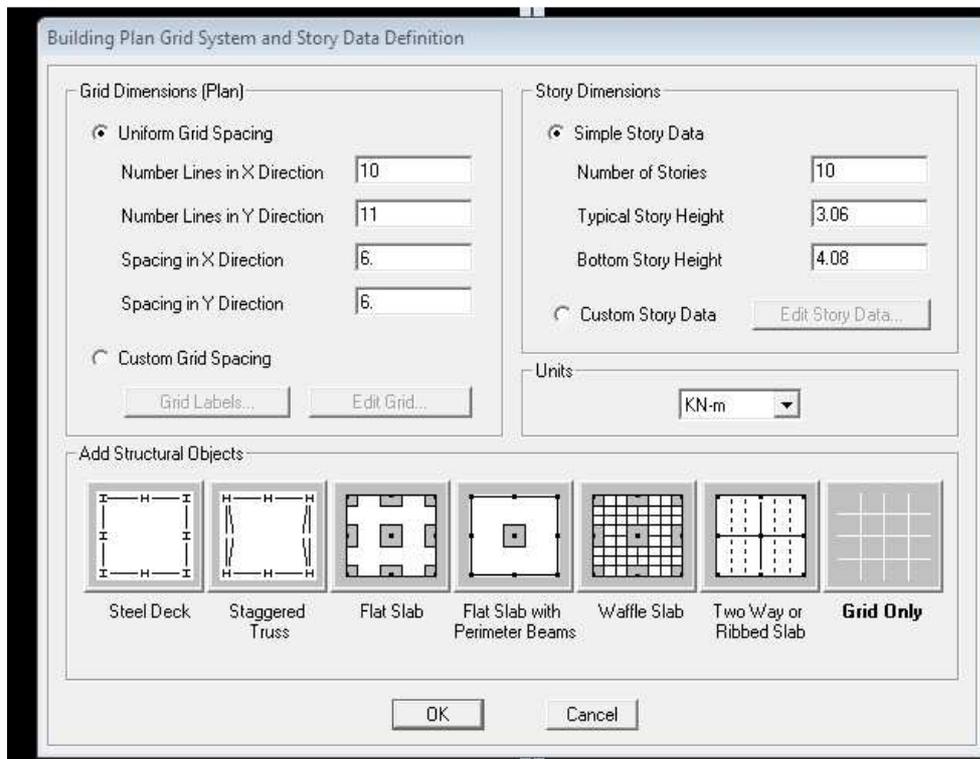
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



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 des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

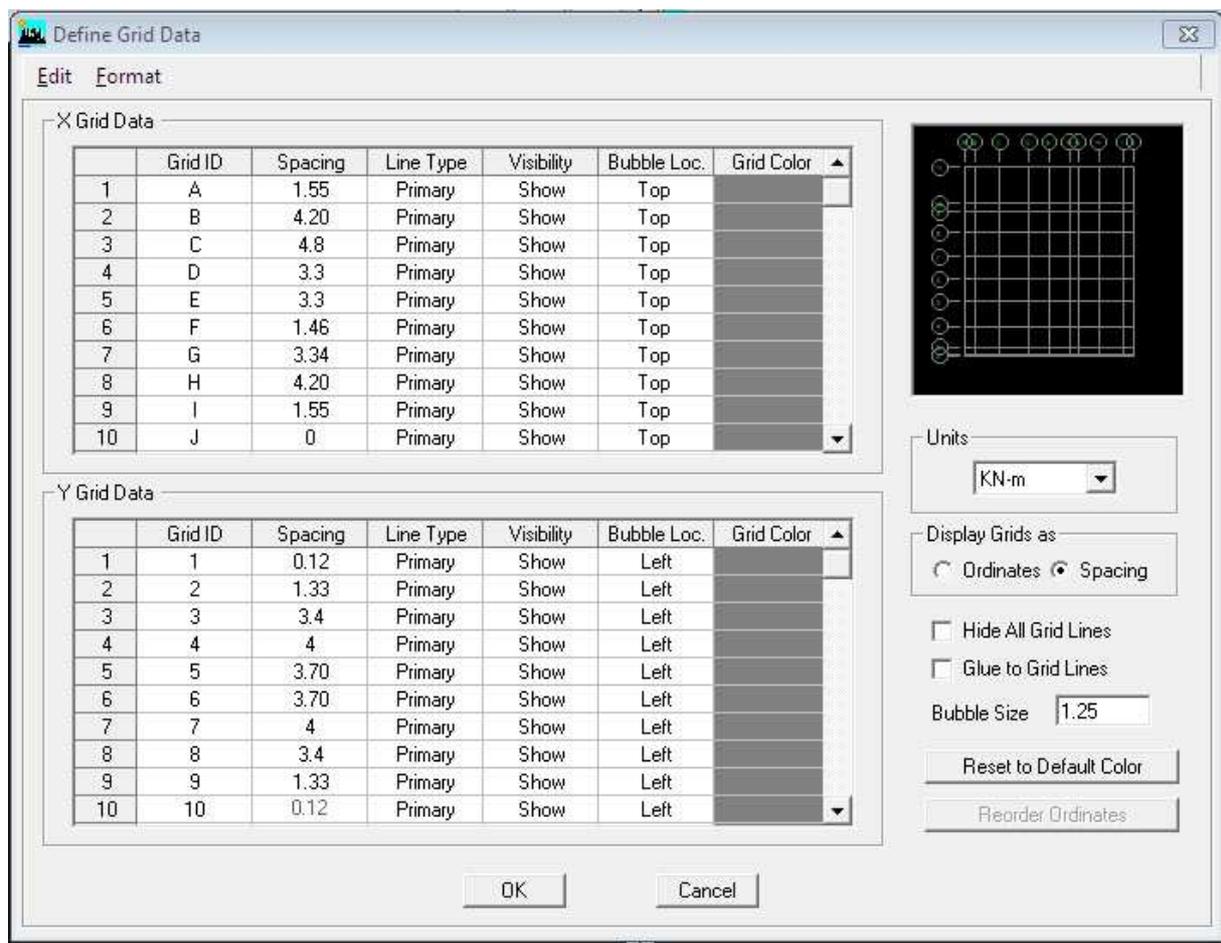
Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

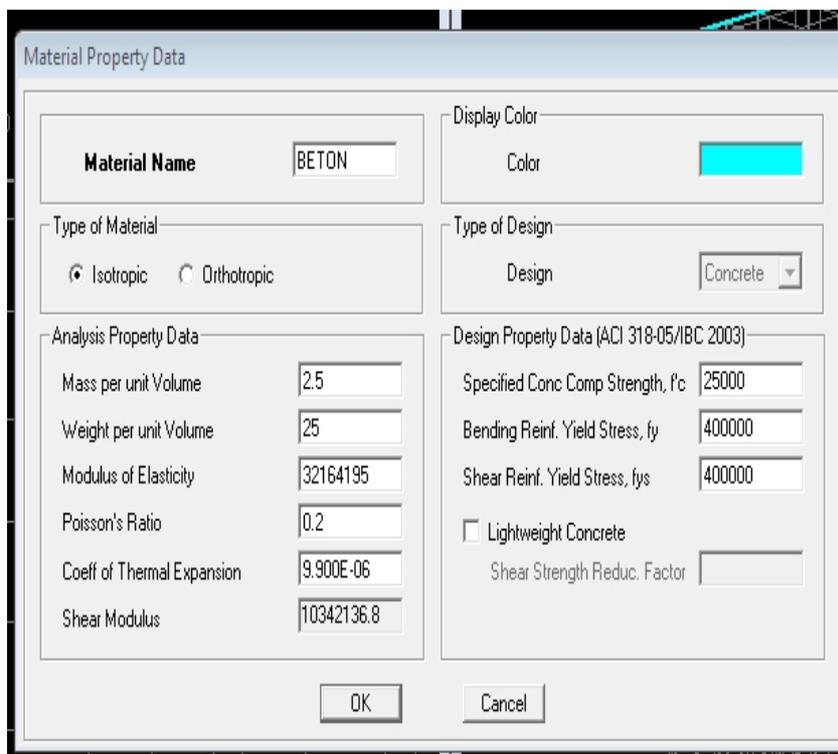
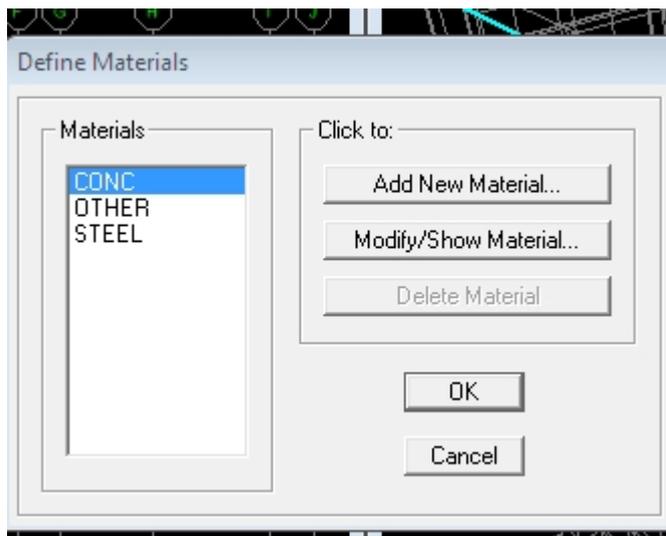
-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**



b) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define puis Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

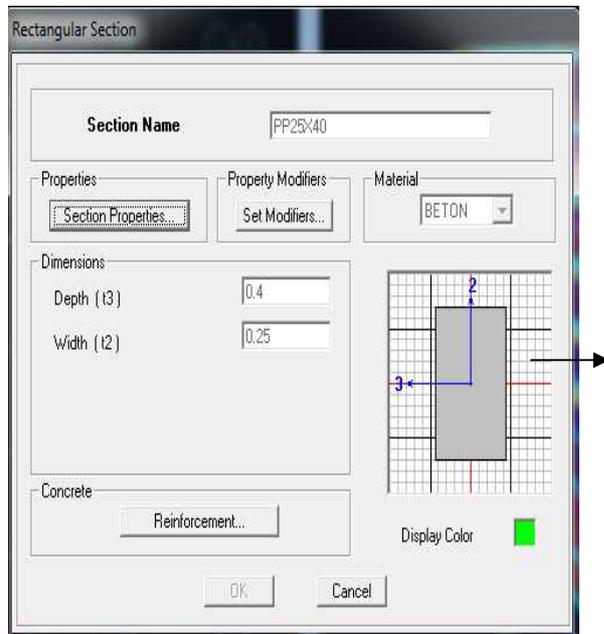


c) Troisième étape .

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



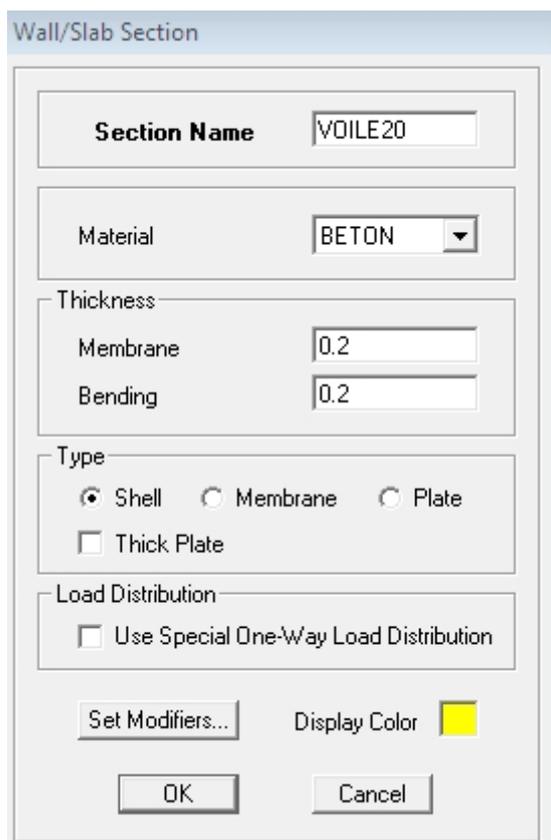
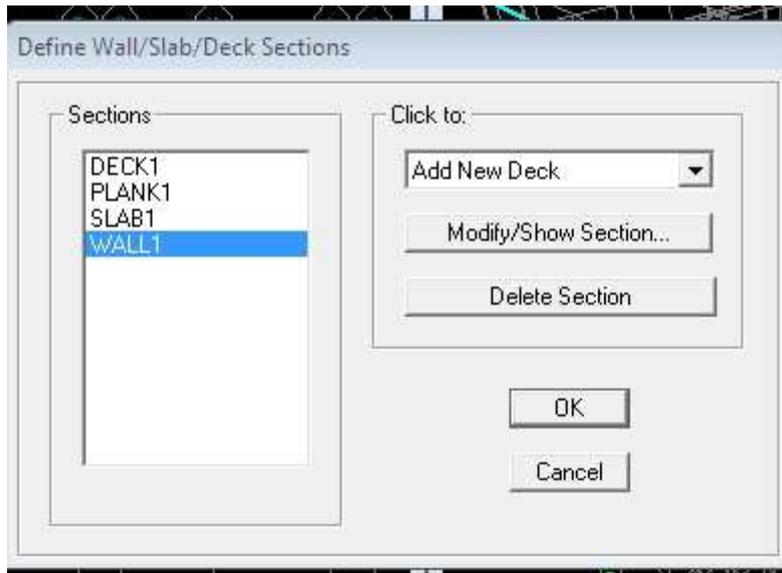
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **Wall/slab**, on clique sur **Add new Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



d) Quatrième étape : Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse .

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

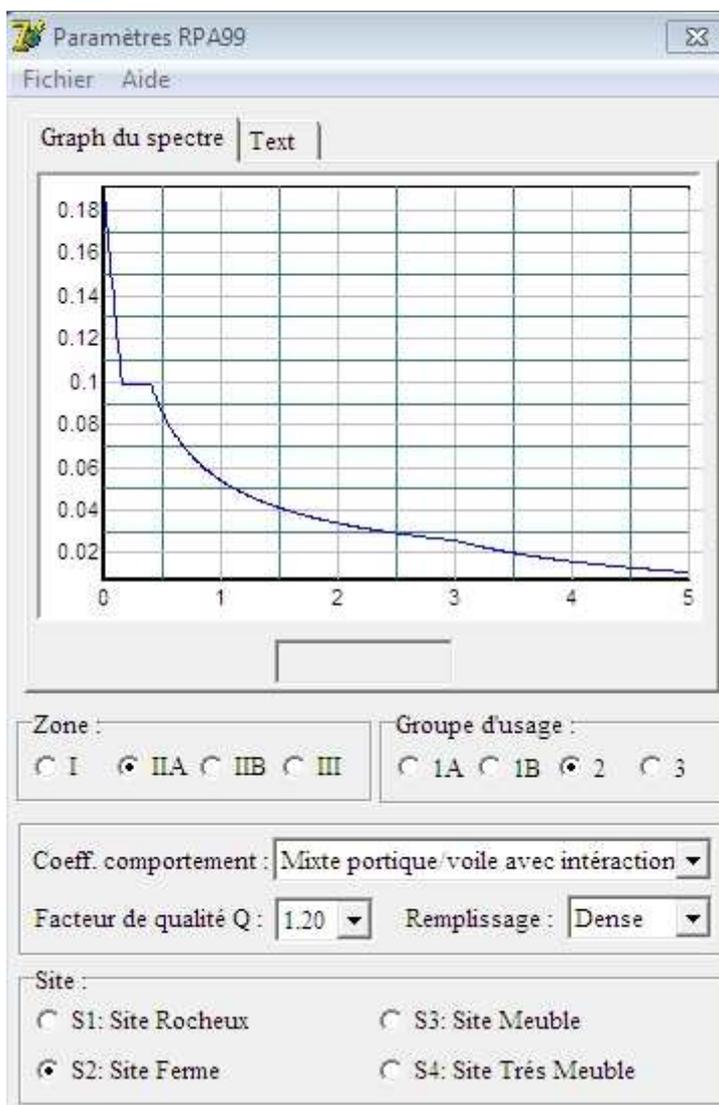
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response Spectrum Functions

-Spectrum from file.



Function Name (nom du spectre): RPA.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponsespectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

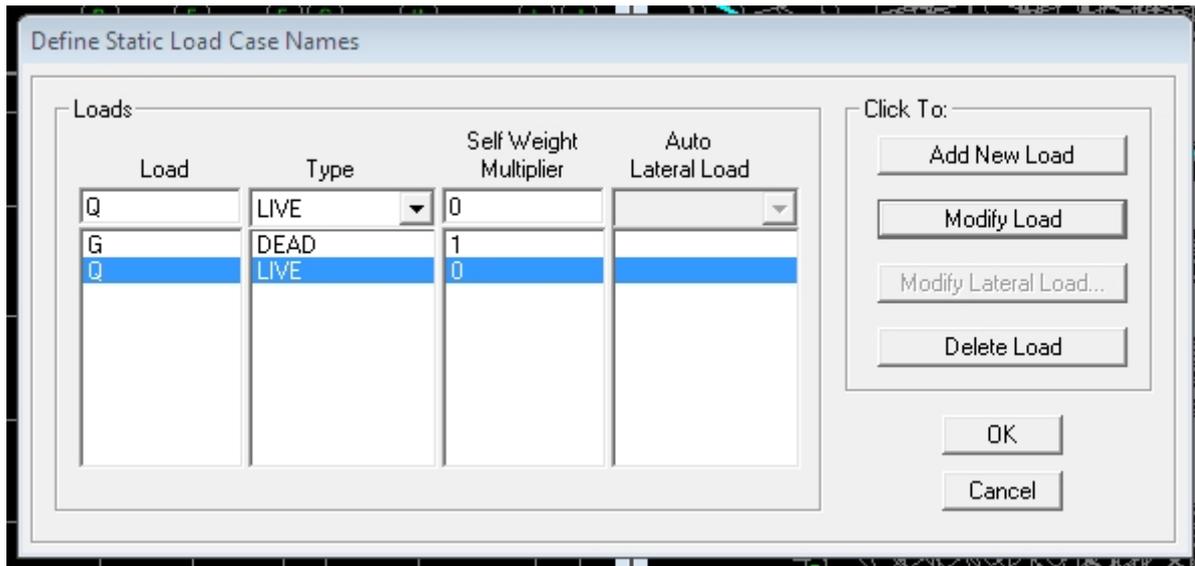
définie les charge

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation

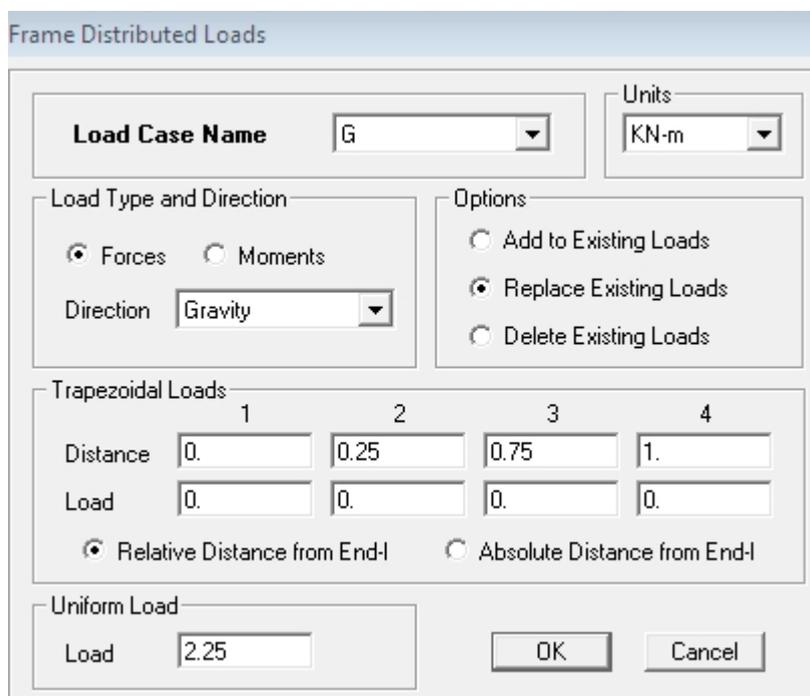
Q, pour les définir on clique sur : **DefineLoad Cases**.



E) Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient  en cliquant sur

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed.**



Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

F) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaison aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaison d'actions accidentelles du RPA.

$G+Q+Ex$

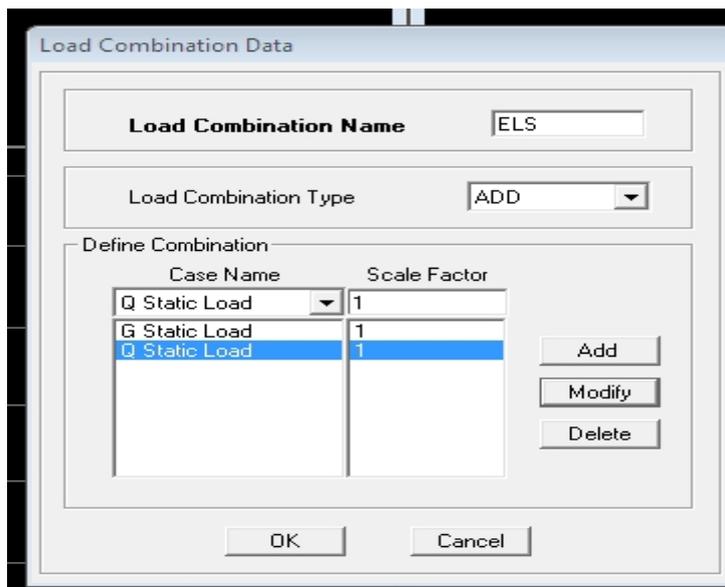
$G+Q+Ey$

$0.8G+Ex$

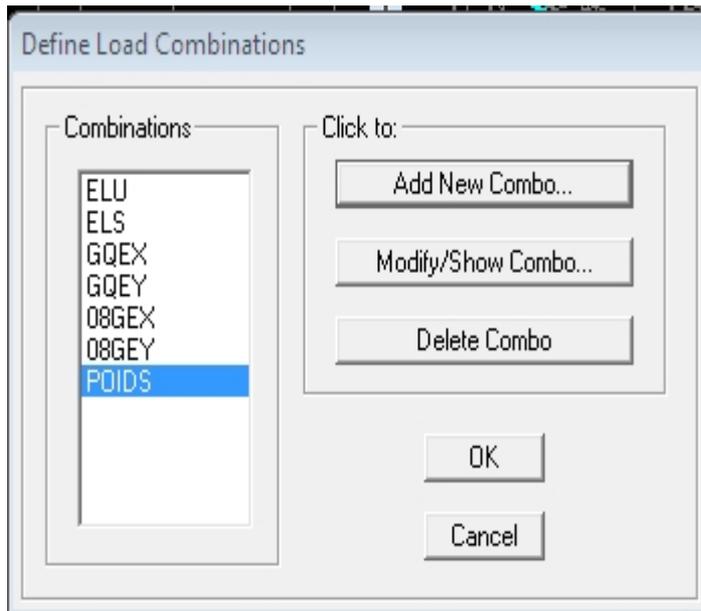
$0.8G+Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load combination → add New combo.



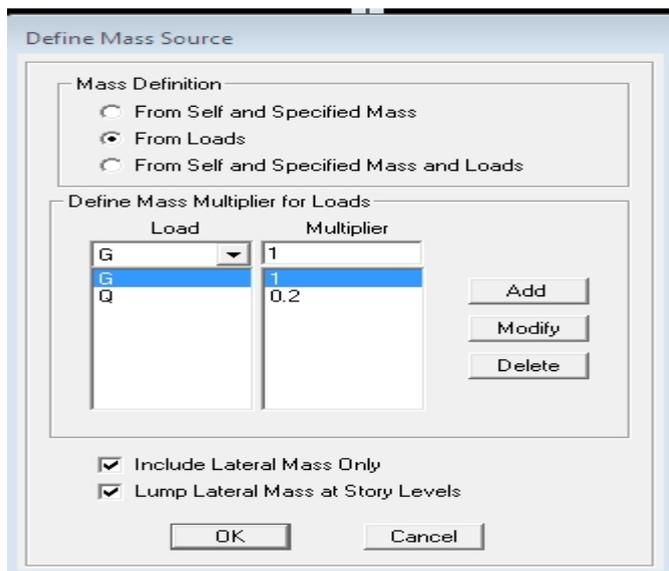
Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.



Masse source :

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de B suivant la nature de la structure pour Q



G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUI :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

Assign Joint/point Restraints →

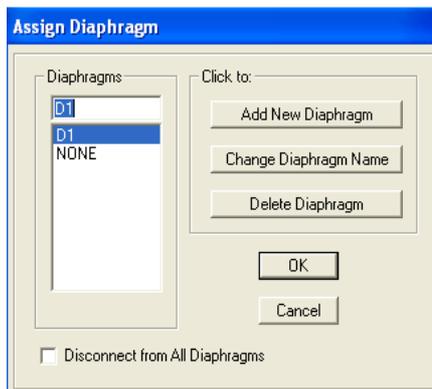


Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → DiaphragmAdd New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

H) Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. ou bien on clique sur f_5

I) Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Efforts internes dans les éléments barres :

- Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**[®], la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

✚ Effort tranchant à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

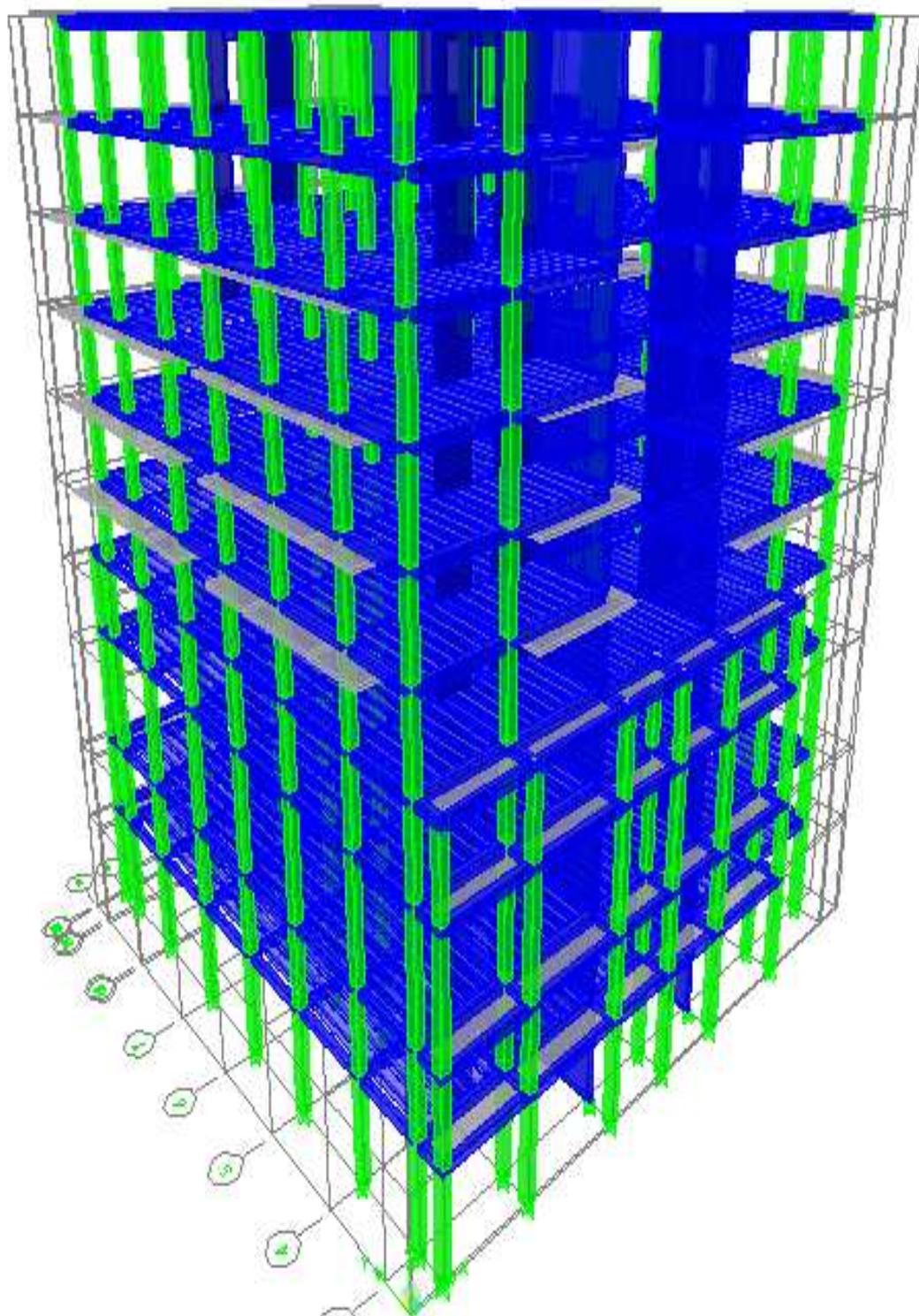


Fig. III.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

✚ Détermination des paramètres se spectre de réponse de calcul :

- a) **Le site :** d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site ferme S2.(Article 3.3.1 de RPA).
- b) **La zone :** zone IIaBoghni moyenne sismicité. (ANNEXE 1 de RPA).
- c) **Le groupe d'usage :** groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- d) **Remplissage :** dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

e) **Calcul du facteur de qualité Q :**

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \Sigma P_a$$

✚ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

- **Sens longitudinal :**

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

- **Sens transversal :**

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0.05
4. Régularité en élévation.	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.10.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q = 1.15**.

➤ **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.7

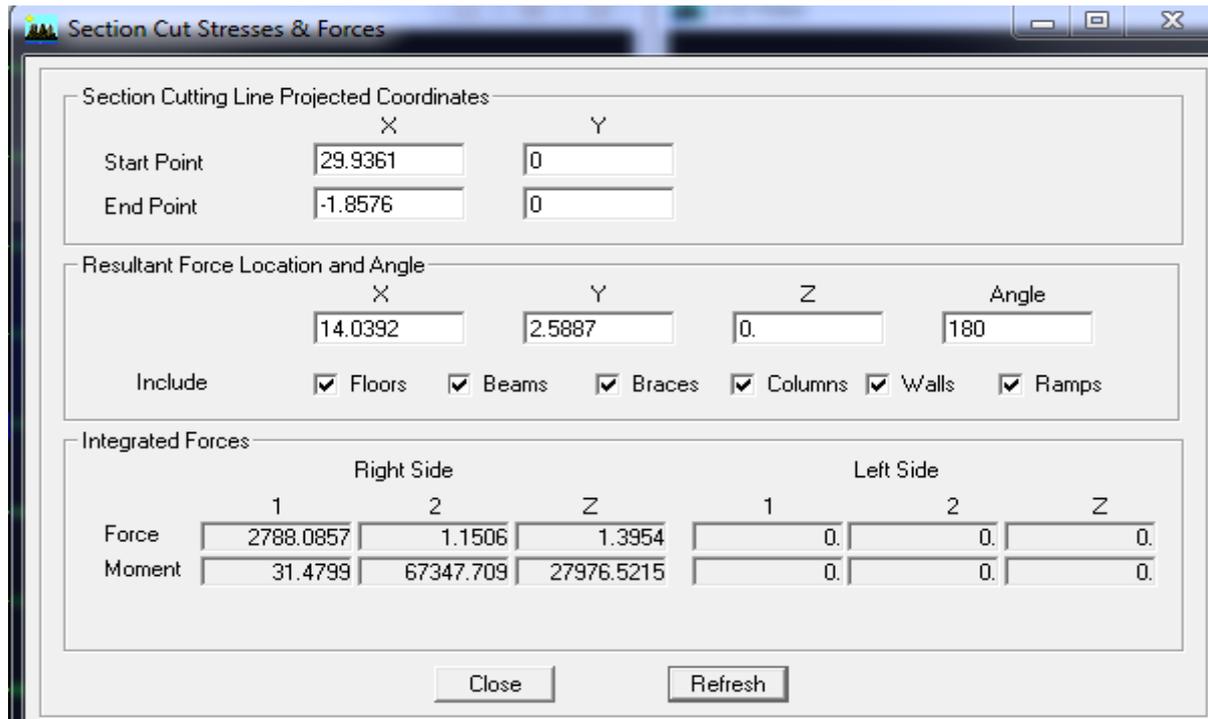


Fig III .2.figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de EX

➤ **Sens x-x :**

On a :2788,0857 → 100%

2565.1393 → X

X :Etant le % des efforts repris par les voiles .

$$X = \frac{2565.1393 \times 100}{2788.0857} = 92.00\%$$

Donc :Effort repris par les voiles=92.00%

Effort repris par les portiques=8%

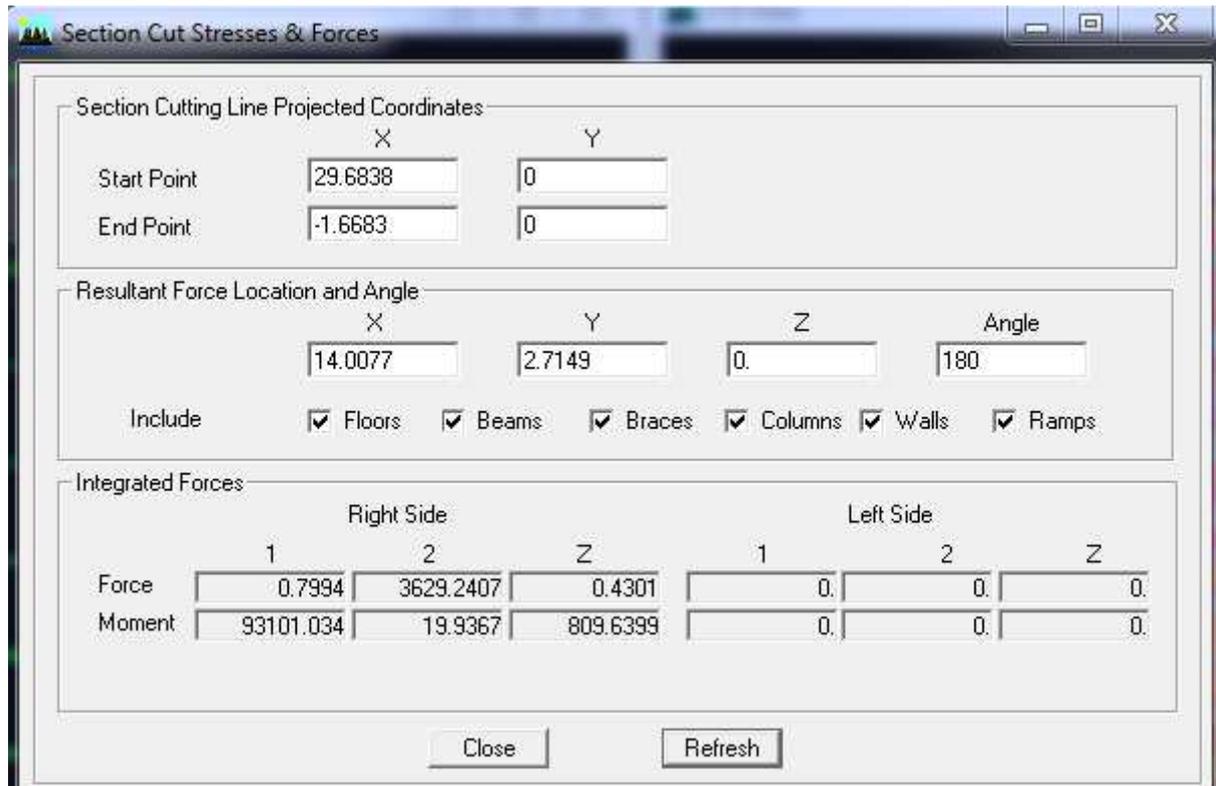


Fig III.3. Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de E_y

➤ **Sens y-y :**

On a : 3629.2407 → 100%

3368.0635 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles .

$$X = \frac{3368.0635 \times 100}{3629.2407} = 92.80\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 92.80%

Effort repris par les portiques = 7.2%

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 3.3.1
La zone	II _a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.15	Tableau 4.4
coefficient de comportement	4	Tableau 4.3

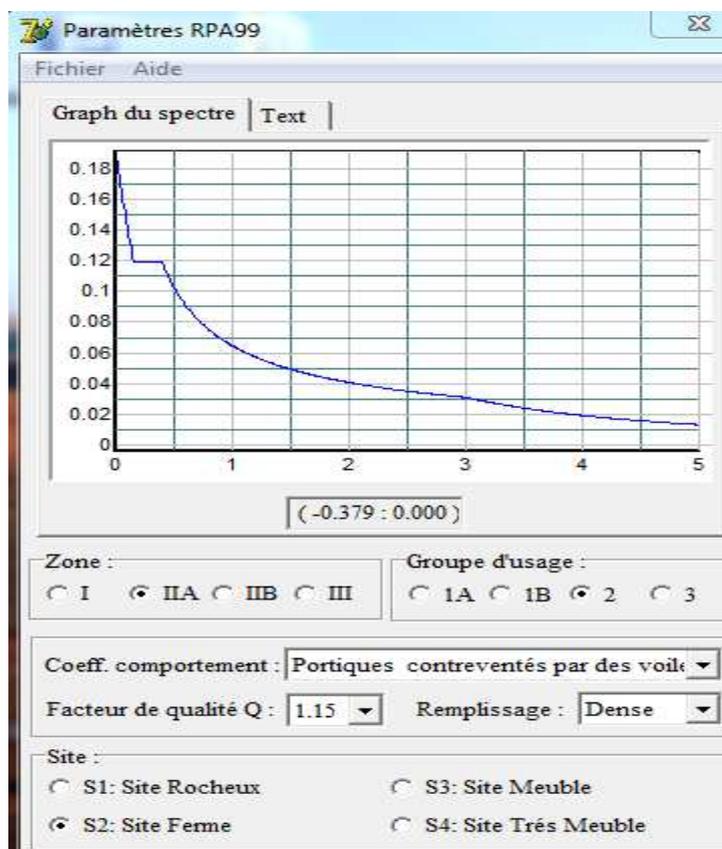


Fig.III.4.Logiciel donnant les caractéristiques réponses de calcul

III. 6.Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 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 $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

Application :

- a) **A** : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe / zone	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc : A=0.15

- b) **D** : **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$$T_2(S_2) = 0,4 \text{ sec}$$

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.76 > 0,7$

 Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version 2003. Dans notre cas $C_T = 0.05$

D'où **T=0.69S**

D'où **D=1.32**

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : R = 4.

c) **Q** : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a$$

✚ **Sens longitudinal :**

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.15.$$

✚ **Sens transversal :**

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1.10.$$

d) **W** : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **$\beta = 0.20$** .

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : G + 0.2 Q

NIV	POIDS « KN »
-----	--------------

10	5222.10
9	5583.01
8	5622.05
7	5622.06
6	5622.06
5	5622.06
4	6034.55
3	6908.19
2	6630.75
1	6614
W_T	59480.84KN

Tableau III.5. Poids de chaque niveau.

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_L = \frac{(0.15 \times 1.32 \times 1.15 \times 59480.84)}{4} = 3385.95 \text{ KN}$$

$$V_T = \frac{(0.15 \times 1.32 \times 1.10 \times 59480.84)}{4} = 3238.73 \text{ KN}$$

Vérification :

➤ Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = 3991.64 \text{ KN} > 0.8 \times 3385.95 = 2708.76 \text{ KN}.$$

➤ Sens y-y :

$$V_{\text{etabs}} = 3635.67 \text{ KN} > 0.8 \times 3238.73 = 2590.98 \text{ KN}.$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

III.7. Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

δ_{k-1}

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
10	0.0184	0.0224	0.0019	0.0025	0.0306	vérifiée
9	0.0165	0.0199	0.002	0.0026	0.0306	vérifiée
8	0.0145	0.0173	0.0021	0.0027	0.0306	vérifiée
7	0.0124	0.0146	0.0021	0.0027	0.0306	vérifiée
6	0.0102	0.0119	0.0022	0.0027	0.0306	vérifiée
5	0.0081	0.0092	0.002	0.0024	0.0306	vérifiée
4	0.0061	0.0068	0.0019	0.0021	0.0306	vérifiée
3	0.0042	0.0047	0.0023	0.0025	0.0450	vérifiée
2	0.0019	0.0022	0.0011	0.0013	0.0306	vérifiée
1	0.0008	0.0009	0.0008	0.0009	0.0408	Vérifiée

Tableau. III.6 .Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

III.8. Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sens l'action de Ex :**

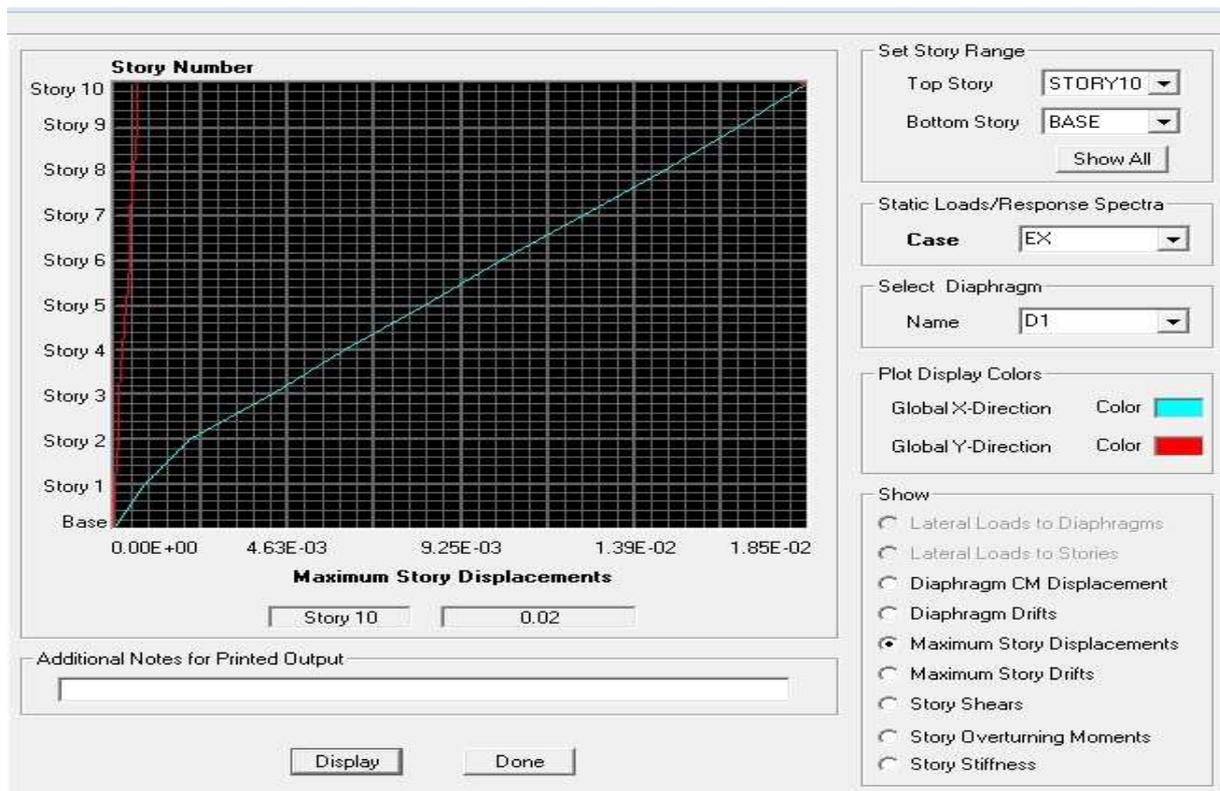


Fig III.7. Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33.06}{500} = 0.066 \text{ Condition } \rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **Sous l'action Ey :**

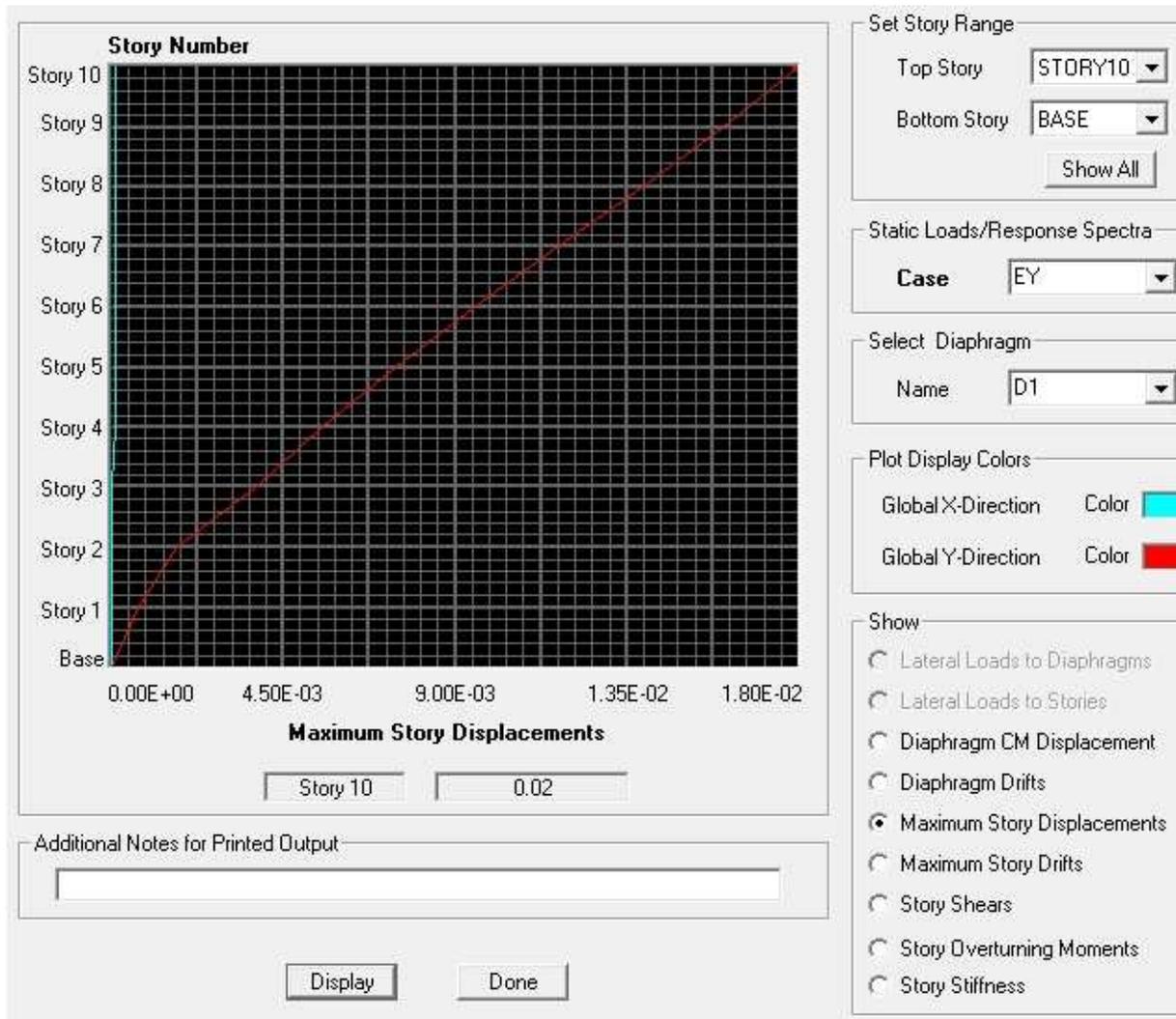


Fig.III.8.Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{33.06}{500} = 0.066 \text{ Condition vérifiée.}$$

III.9. Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas :

MODE	PERIODE	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.864563	0	68.0159	0	68.0159
2	0.8205612	0.0751	0.0094	0.0751	68.0253
3	0.750045	69.5517	0	69.6268	68.0254
4	0.235868	0	18.1434	69.6268	86.1687
5	0.218800	0.0041	0.0167	69.6310	86.1854
6	0.189652	17.8415	0	87.4725	86.1854
7	0.102176	0.0009	0.4182	87.4734	86.6036
8	0.101548	0.0001	6.3567	87.4734	92.9603
9	0.086975	6.1034	0	93.568	92.9603
10	0.065567	0.0006	0.0033	93.5774	92.9636
11	0.062128	0	4.3079	93.5774	97.2715
12	0.054821	3.3911	0	96.9685	97.2715

La somme des masses modales dans le 9eme mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment.

Dans les deux directions, d'ou la condition du RPA est vérifiée.

III.10. 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 : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x** : $L_x = 27.70\text{m}$

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$

Niveaux	Diaphragme	X_{C_M}	X_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_x	Vérifications
1	D1	13.728	13.824	0.096	1.385	Vérifiée
2	D2	13.745	13.796	0.051	1.385	Vérifiée
3	D3	13.666	13.796	0.13	1.385	Vérifiée
4	D4	13.683	13.796	0.113	1.385	Vérifiée
5	D5	13.911	13.811	0.1	1.385	Vérifiée
6	D6	13.911	13.835	0.076	1.385	Vérifiée
7	D7	13.911	13.860	0.051	1.385	Vérifiée
8	D8	13.911	13.886	0.025	1.385	Vérifiée
9	D9	13.871	13.909	0.038	1.385	Vérifiée
10	D10	13.928	13.930	0.002	1.385	Vérifiée

Tableau III.9. Excentricité suivant x-x

➤ **Suivant le sens y-y** : $L_y = 25.10\text{m}$

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

Niveaux	Diaphragme	Y_{C_M}	Y_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_y	Vérifications
1	D1	12.490	12.550	0.06	1.255	Vérifiée
2	D2	12.530	12.550	0.02	1.255	Vérifiée
3	D3	12.518	12.550	0.032	1.255	Vérifiée
4	D4	12.516	12.550	0.034	1.255	Vérifiée
5	D5	12.501	12.550	0.049	1.255	Vérifiée
6	D6	12.501	12.550	0.049	1.255	Vérifiée
7	D7	12.501	12.550	0.049	1.255	Vérifiée
8	D8	12.501	12.550	0.049	1.255	Vérifiée
9	D9	12.417	12.550	0.133	1.255	Vérifiée
10	D10	12.538	12.550	0.012	1.255	Vérifiée

Tableau III.10. Excentricité suivant y-y

III.11. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », 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.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
10	5222.10	0.0019	0.0025	812.81	788.10	3.06	0.0039	0.0054	Vérifiée
9	5583.01	0.002	0.0026	1503.96	1409.26	3.06	0.0024	0.0034	Vérifiée
8	5622.05	0.0021	0.0027	2020.14	1853.75	3.06	0.0019	0.0026	Vérifiée
7	5622.06	0.0021	0.0027	2440.07	2212.60	3.06	0.0015	0.0022	Vérifiée
6	5622.05	0.0022	0.0027	2789.83	2510.08	3.06	0.0014	0.0019	Vérifiée
5	5622.06	0.002	0.0024	3096.55	2778.83	3.06	0.0013	0.0015	Vérifiée
4	6034.55	0.0019	0.0021	3389.00	3050.59	3.06	0.0011	0.0014	Vérifiée
3	6908.19	0.0023	0.0025	3672.32	3319.43	4.50	0.00096	0.0012	Vérifiée
2	6630.75	0.0011	0.0013	3878.65	3516.33	3.06	0.00061	0.0008	Vérifiée
1	6614	0.0008	0.0009	3991.65	3635.67	4.08	0.00032	0.00036	Vérifiée

Tableau. III.11. justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :

- La structure est contreventée par voiles.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailer les différentes éléments structuraux.



CHAPITRE IV :
Ferraillage des
poteaux

Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1. caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

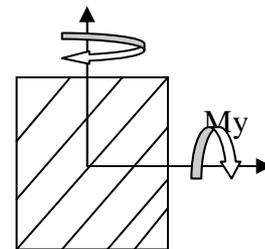
- Effort normal maximal et le moment correspondant ($N_{max}-M_{corr}$).
- Effort normal minimal et le moment correspondant ($N_{min}-M_{corr}$).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ($M_{max}-N_{corr}$).

y

M_x

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal. x

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.



🔧 Combinaison de calcul.

- **BEAL 91/modifiée 99** :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **RPA 99/modifiée 2003** .

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

IV.1.Détermination des efforts internes à L'ELU:

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

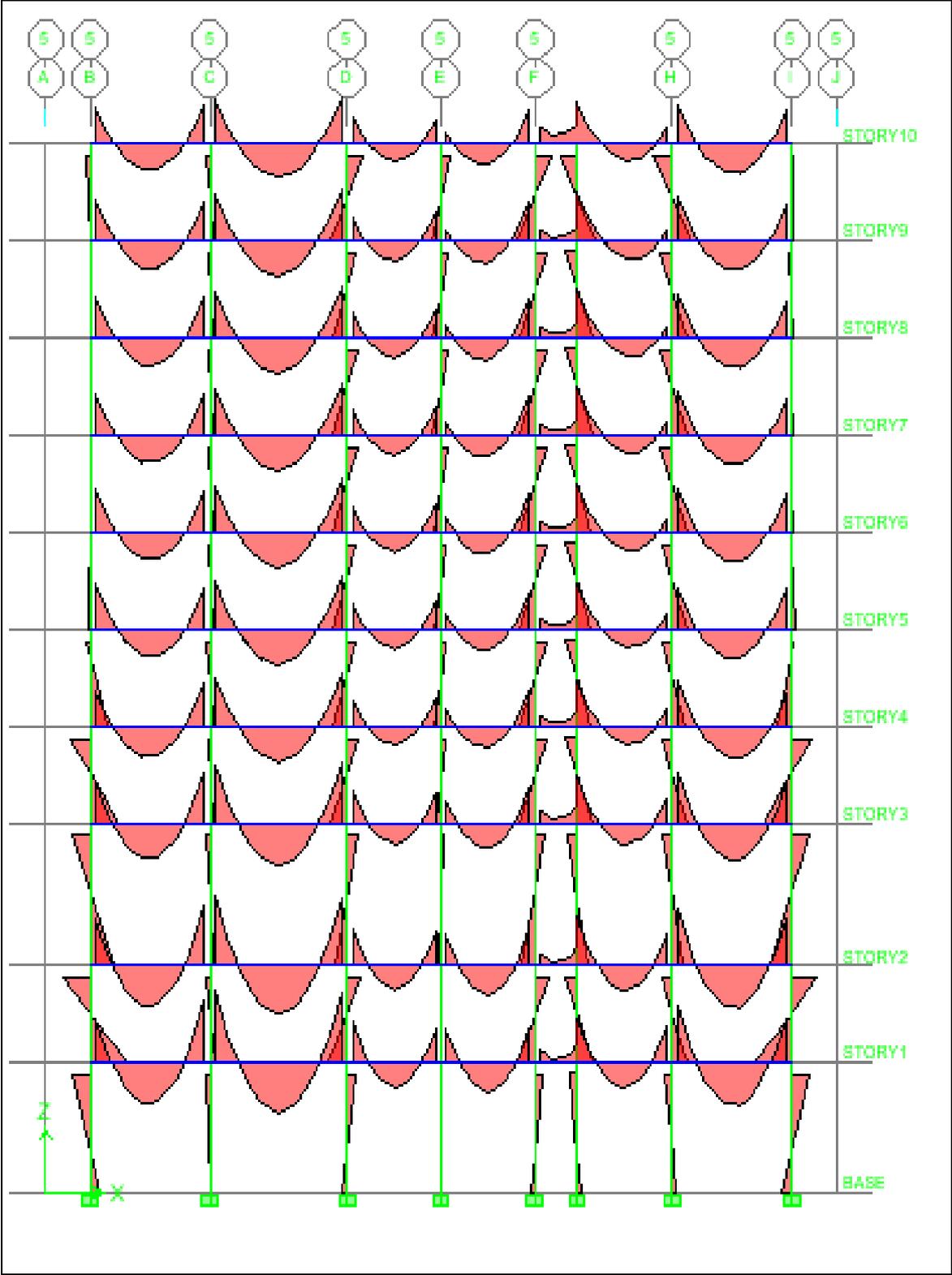


Fig .IV.1.Diagramme des moments fléchissant du portique5 à L'ELU.

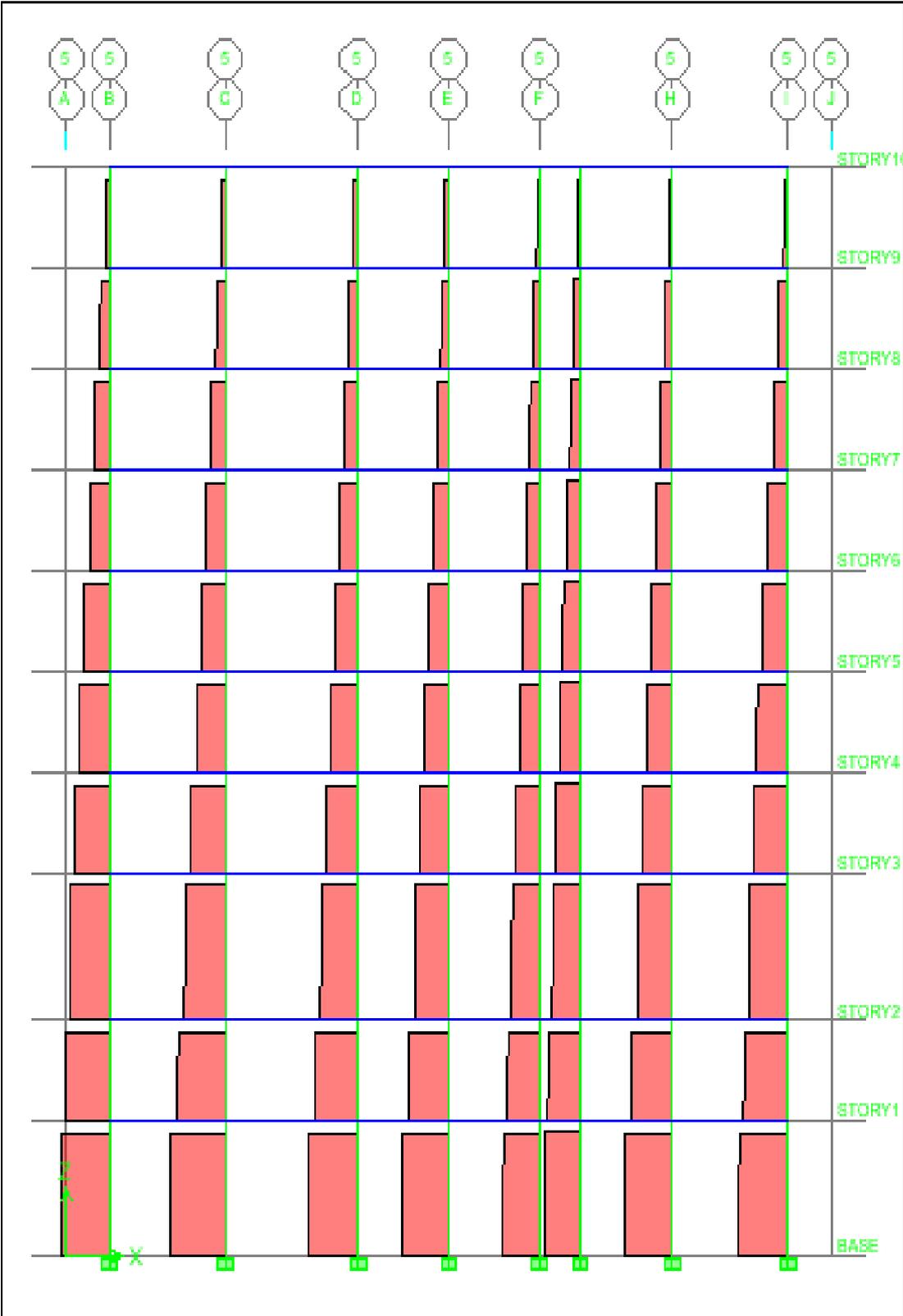


Fig .IV.2.Diagramme des efforts normaux du portique5 à L'ELU.

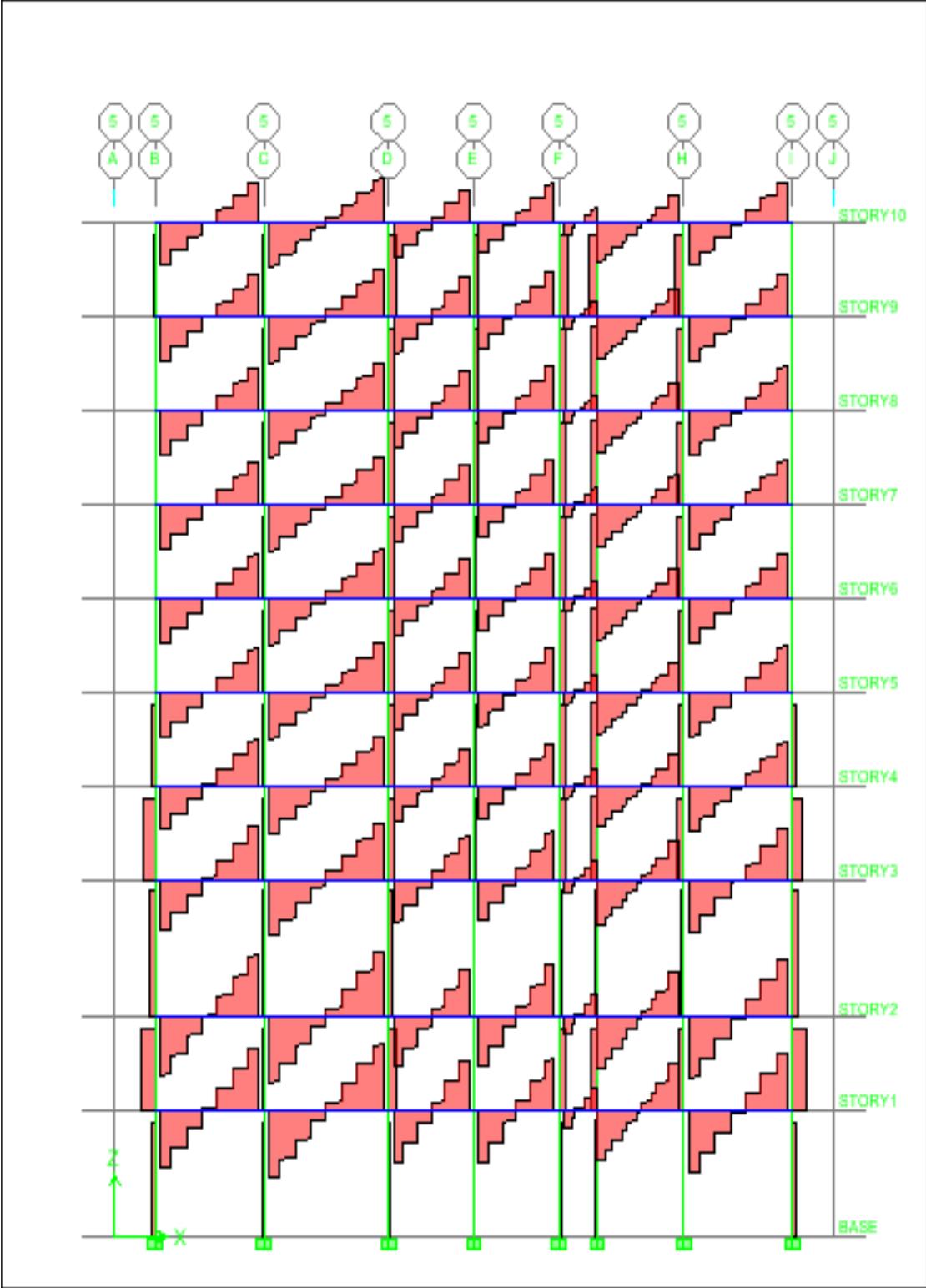


Fig.IV.3.Diagramme des efforts tranchants du portique 5à L'ELU.

IV.2.Recommandation du RPA 2003.**a) Les armatures longitudinales.**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimale sera de : **0,80 % x bxh** en Zone IIa.

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 128 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : **4 %bxh** en zone IIa.

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : **6 %bxh** en zone IIa

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum est de $\Phi 12$

La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\emptyset$ (zone IIa)

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales.

Le rôle des armatures transversale consiste à :

- Empêcher les déformations transversales de béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

1. La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau} \end{cases}$$

2. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\emptyset = 12 \text{ mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

3. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

IV.3. Calcul des armatures à l'ELU.

Les calculs sont font en flexion composée, les étapes à suivre sont les suivantes :

➤ Calcul du centre de pression :

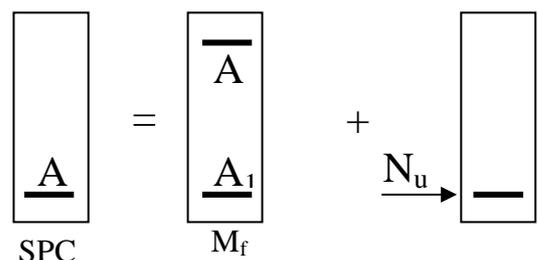
$$e_u = \frac{Mu}{N_u} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

▪ Section partiellement comprimée : (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

Avec :



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

M_f : Moment fictif.

➤ **Calcul des armatures :**

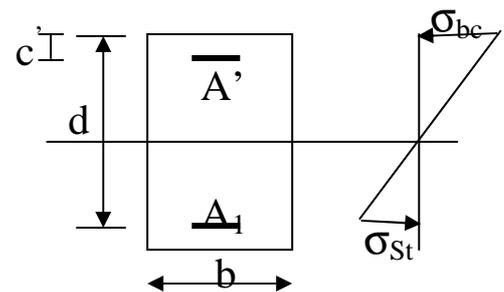
$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

IV.4. Calcul du ferrailage des poteaux.

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel et automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

➤ Comparaison entre la méthode de calcul manuel et SOCOTEC :

a) Exemple de calcul manuel :

Pot 40x40 : Situation accidentelle (0.8G+Ex):

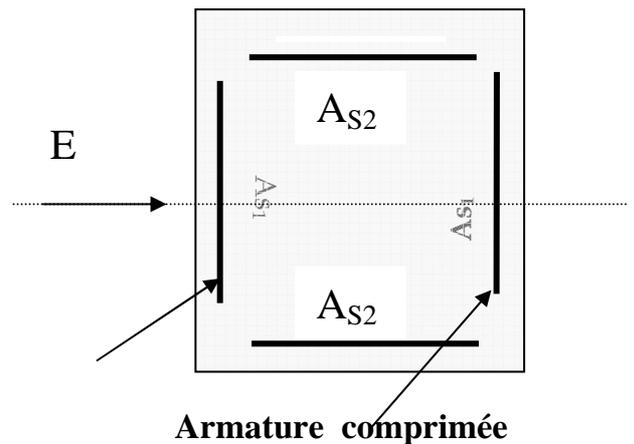
$N_{\min} = -10,81 \text{ KN}$ $M_{\text{cor}} = 27,939 \text{ KN.m}$ (effort de compression).

$$f_{bu}=18.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s=400 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{27.939}{10.81} = 2.58m > \frac{h}{2} - c = 0,175m. \\ N_u(d-c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Armature tendue



Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$$M_f = 27.939 + 10.81 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.025\right)$$

$$M_f = 29.83 \text{ KN.m}$$

$$10.81(0.4 - 0.025) - 29.83 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.4}\right) 0.4 \cdot 0.4^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3$$

$$-25.78 < 338.7 \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

Calcule As

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{29.83 \times 10^6}{400 \times (375^2) \times 18.48} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{(SSA)} \quad \rho = 0.986$$

Donc les armatures fictives sont :

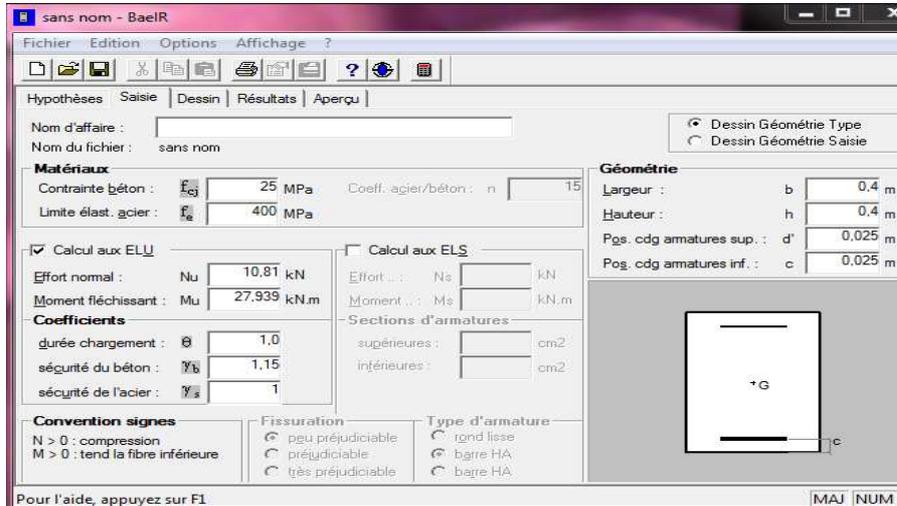
$$A_{sf} = \frac{M_f}{\rho d \sigma_{st}} = \frac{29.83}{0.986 \times 0.375 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

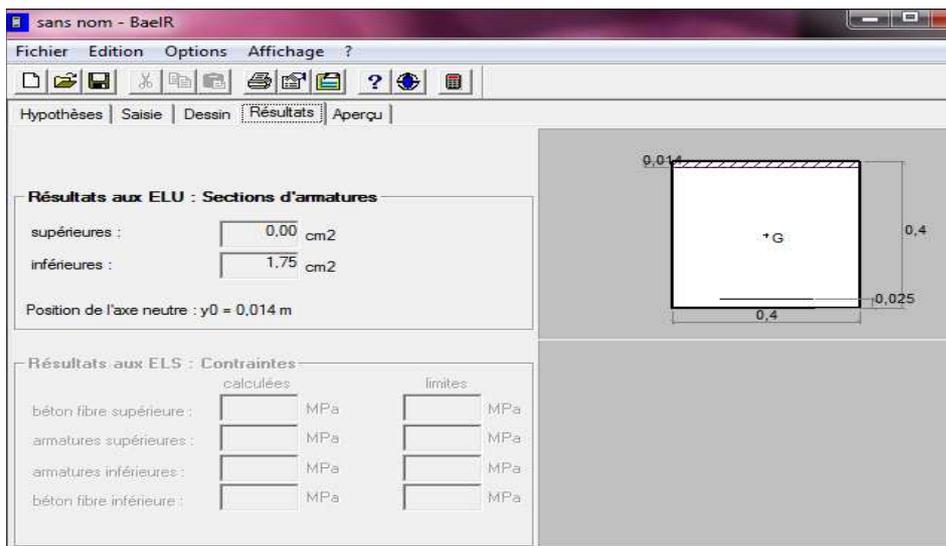
$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2.01 - \frac{10.81 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.75 \text{ cm}^2$$

b) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



Pot 40x40 : Situation accidentelle (0.8G+Ex):

$$N_{\min} = -12.74 \text{ KN.m} \quad M_{\text{cor}} = 20.681 \text{ KN} \quad (\text{effort de compression}).$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} = \frac{20.681}{12.74} = 1.62 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,175 \text{ m.} \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{cases}$$

✚ Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 20.681 + 12.74 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.025 \right)$$

$$M_f = 22.91 \text{ KN.m}$$

$$12.74(0.4 - 0.025) - 22.91 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.4} \right) 0.4 \cdot 0.4^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3$$

-18.13 < 338.70 \longrightarrow la condition est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

✚ Calcule A_s

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.91 \times 10^6}{400 \times (375^2) \times 18,48} = 0.022 < \mu_l = 0,392 \implies (\text{SSA}) \beta = 0,989$$

✚ Donc les armatures fictives sont :

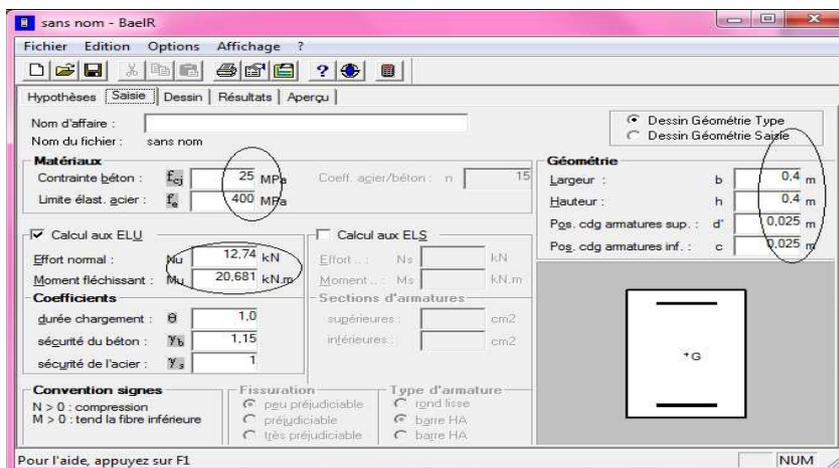
$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.91}{0.989 \times 0.375 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 1.54 \text{ cm}^2$$

✚ Les armatures réelles :

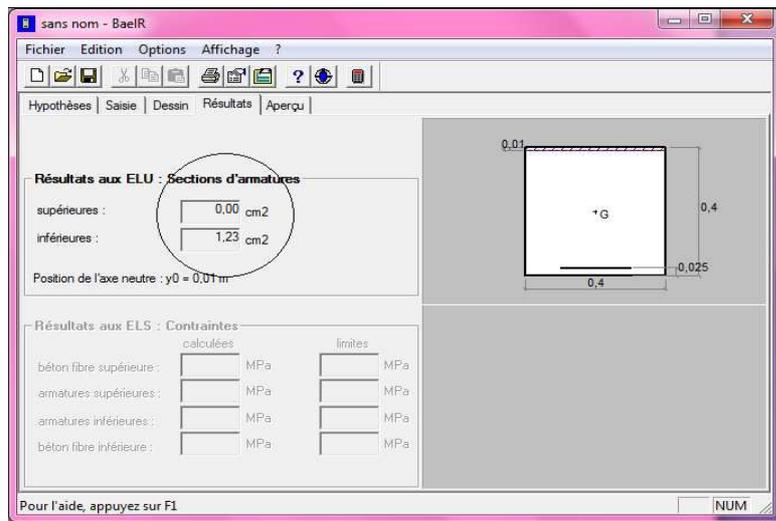
$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1.54 - \frac{12.74 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,23 \text{ cm}^2$$

c) Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



Les résultats sont :



Remarque :

D'après la comparaison de nos résultat ; on constate que la section d'armature la plus défavorable est trouvée sous la combinaison 0.8G+Ex.

➤ Les sections d'armature sont données dans le tableau IV .2:

Ni	N (t)	M (t.m)	Sect. (cm ²)	Situation	Obs	A _s ' cm ²	A _s cm ²	A _s tot cm ²	A _{min} cm ²	A _{adop} t (cm ²)	Choix des barres
SS1 . SS2 .RDC et étages courants	N _{max} = -2154.91	M _{cor} = -3.201	40 X 40	Courante ELU	SEC	0.00	0.00	0.00	12.8	14.2	4HA14 + 4HA16
	N _{min} = -10.81	M _{cor} = 27.939		ACC	SPC	0.00	1.77	3.54		14.2	
	N _{min} = -12.74	M _{cor} = 20.681		ACC	SPC	0.00	1.23	2.46		14.2	
	N _{max} = 809.86	M _{cor} = 16.477		ACC	SPT	8.95	11.30	0.00		14.2	
	N _{min} = 31.40	M _{cor} = 20.008		ACC G+Q+Ey	SPT	0.00	0.94	1.88		14.2	
	N _{cor} = -595.17	M _{max} = - 84.097		ACC G+Q+Ey	SPC	0.00	0.00	0.00		14.2	

IV.5.Vérifications à l'ELU :

✚ Armatures transversales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 450 \text{ cm pour le RDC} \\ l_0 = 306 \text{ cm pour étages courants ; SS1 et étage de service.} \\ l_0 = 408 \text{ cm pour SS2} \end{array} \right.$

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus S_t et A_t , donc on doit fixer l'espacement S_t et calculer la section d'armature A_t ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad l_f = 0.7 h_e$$

❖ Pour le cas le plus défavorable

Poteaux (40x40) : $V_u = 59.39 \text{ KN}$

$$l = 0.7 \times 4.50 = 3.15 \text{ m}$$

$$\square \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{3.15}{0.40} = 7.88$$

$$\square \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

-la zone nodale :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 59.39}{0.4 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 0.93 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 A_t = 1.00 \text{ cm}^2$. (2 brins $\emptyset 8$)

-la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 59.39}{0.4 \times 400} \right) \times 0.15 \times 10 = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un losange) de $\Phi 8 A_t = 2.00 \text{ cm}^2$. (4 brins $\emptyset 8$)

La section minimale de RPA est :

-En zone nodale :

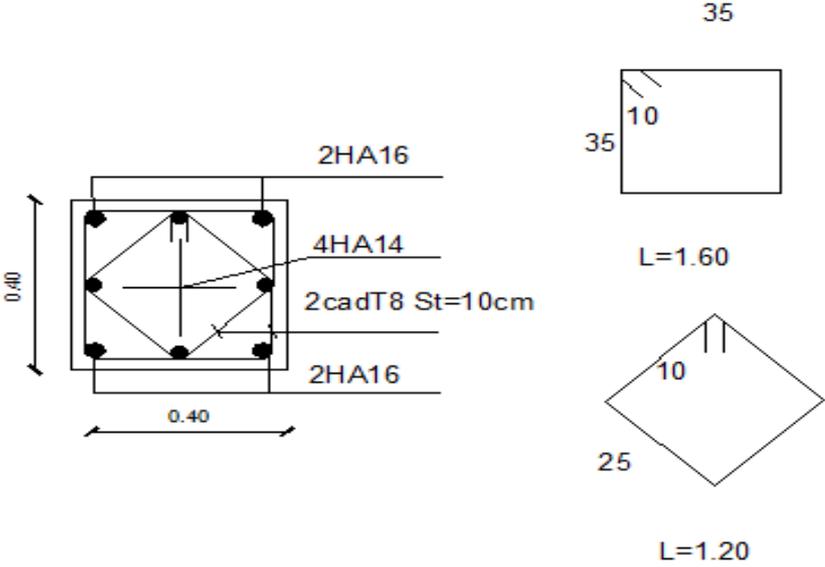
$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- D'après nos calcul $A_t^{\min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$
- Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset_{t_{\min}} = 8 \text{ cm}$
- La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation à fin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

coupe poteau zone nodale



coupe poteau zone courante

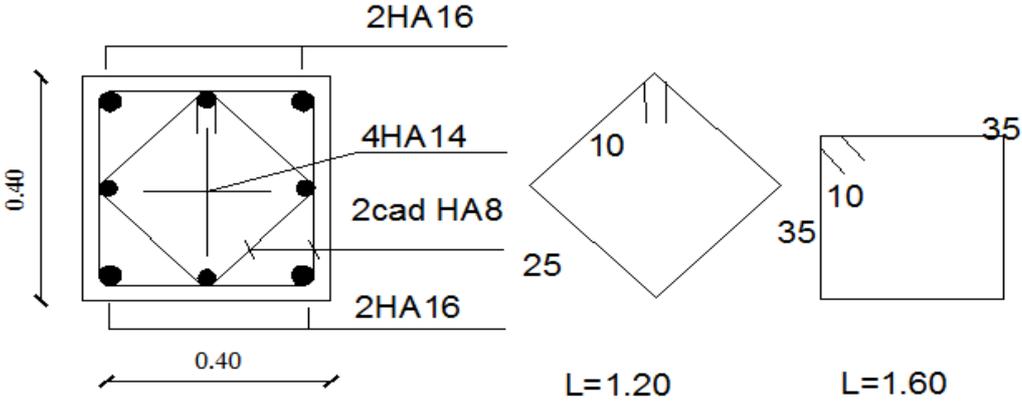


Fig.IV.4 :Schéma de ferraillage des poteaux .

Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 56.44 \text{ cm}$$

✚ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

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 au cisaillement :** (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} = \frac{59.39 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.4 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0.4 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$. \longrightarrow La condition est vérifiée

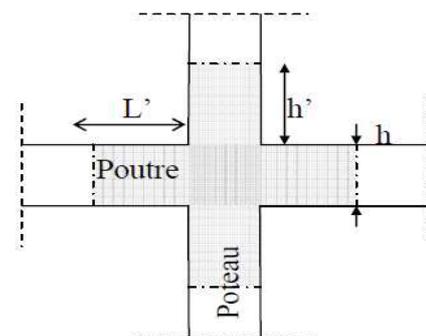
✚ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\text{Au niveau des poutres } h' = 2xh$$

$$v = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

: Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h_e = \max\{73.33, 40, 40, 60\text{cm}\}$$

On aura : $h_e \approx 73.33\text{cm}$

IV.6. Vérification à L'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

Section (cm ²)	Comb	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} Cm ²	A adoptée Cm ²	OBS
POT (40x40)	Nmax -Mcor	-1557.64	-2.272	0.0015	0.066	SEC	4.51	14.2 = 4HA16+4HA14	vérifiée
	Nmin -Mcor	-33.57	-19.24	0,57	0.066	SPC	1.44	14.2 = 4HA16+4HA14	vérifiée
	Ncor -Mmax	-518.54	-45.221	0,087	0.066	SPC	0	14.2 = 4HA16+4HA14	vérifiée

Tableau.IV.3 : vérification de la condition de non fragilité.

✚ Vérification des contraintes à L'ELS .

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composée et à L'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c- Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - c)^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

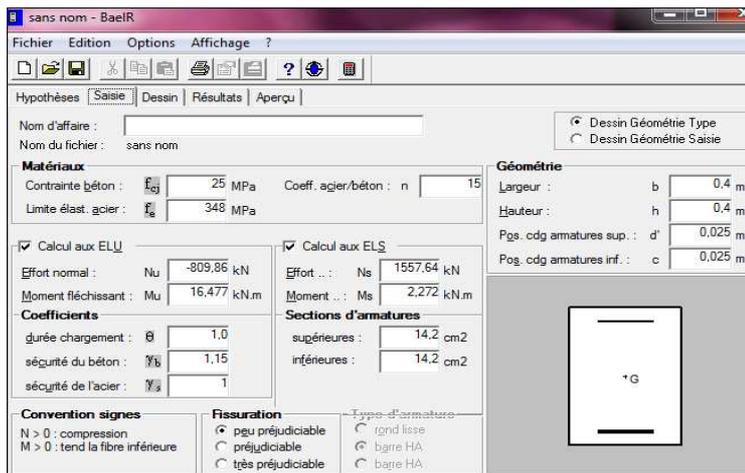
$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

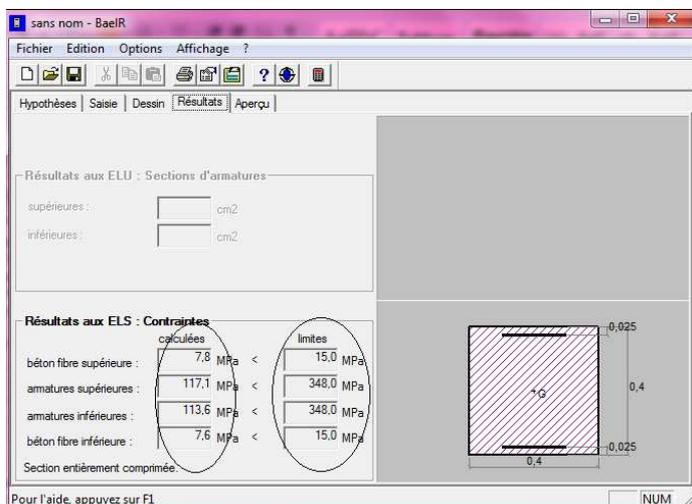
L'effort obtenu par l'ETABS a ELS est :

$$N_{\max} = |-1557.66 \text{KN}| \longrightarrow M_{\text{corr}} = |-2.323 \text{KN.m}|$$

Les valeurs des contraintes sont données par le logiciel SOCOTEC :



Les résultats sont comme suit :



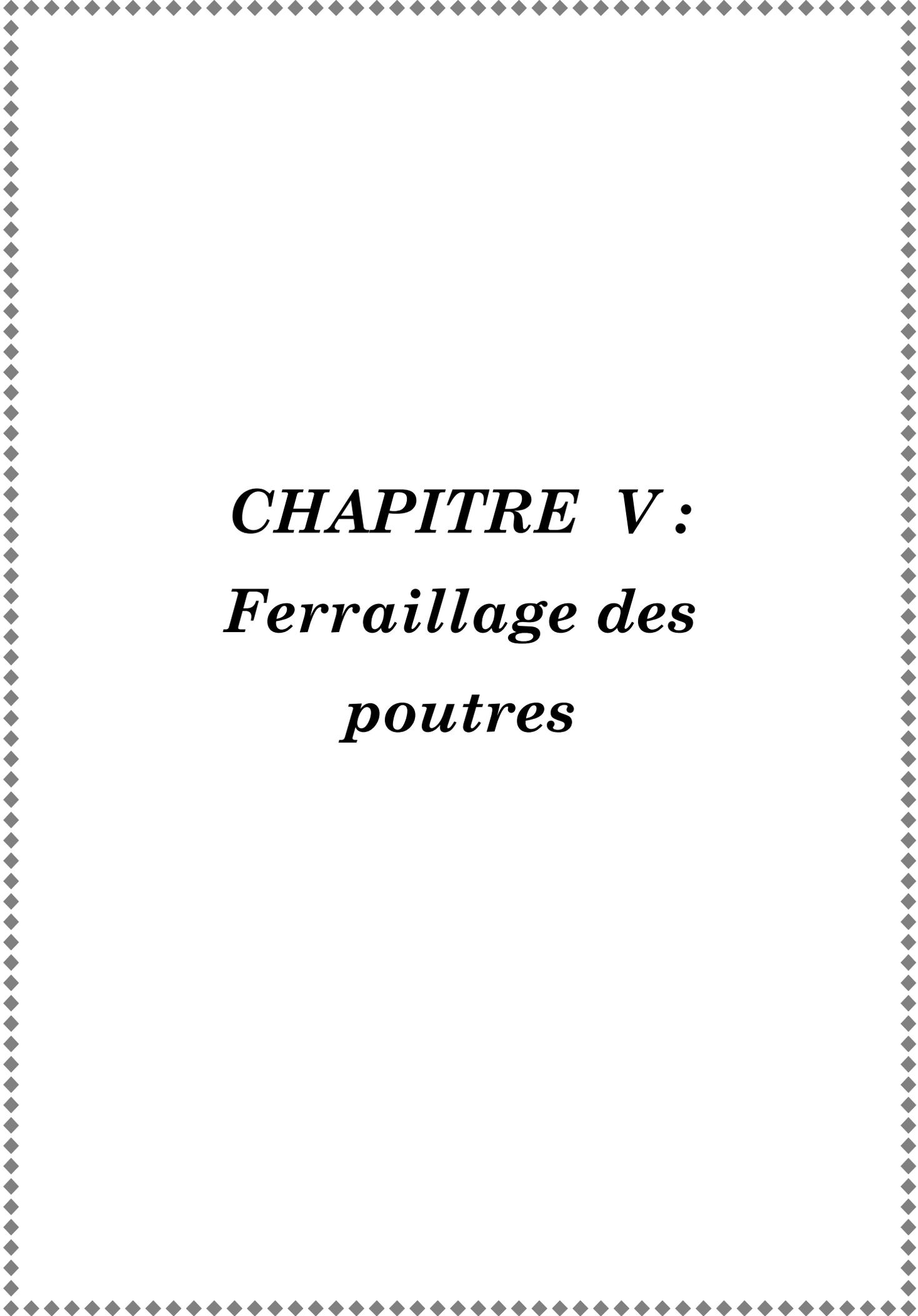
Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Pour le béton :

Section	Ns	Ms(KN.m)	es(m)	h/6	Nat	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
40 X 40	$N_{max} =$ -1557.64	$M_{cor} =$ -2.272	0,0015	0,066	SEC	7.8	7.6	15	condition vérifiée
	$N_{min} =$ -33.57	$M_{cor} =$ -19.24	0,57	0,066	SPC	1.5	0,0	15	condition vérifiée
	$N_{cor} =$ -518.54	$M_{max} =$ -45.221	0,087	0,066	SPC	5.2	0,0	15	condition vérifiée

❖ Pour les aciers :

Section	Ns	Ms(KN.m)	e _s (m)	h/6	Nature	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	Obs
40 X 40	N _{max} = -1557.64	M _{cor} = -2.272	0.0015	0.066	SEC	117.1	113.6	348	condition vérifiée
	N _{min} = -33.57	M _{cor} = -19.24	0,57	0,066	SPC	19.1	-29.70	348	condition vérifiée
	N _{cor} = -518.54	M _{max} = -45.221	0,087	0,066	SPC	72.9	3.80	348	condition vérifiée



CHAPITRE V :
Ferraillage des
poutres

Introduction:

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximum pour les deux situations suivantes:

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tab.V.1.Situation set coefficients de calcul.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes:

1.35G+1.5Q à l'ELU
 G+Q à l'ELS
 G+Q±E RPA 99 version 2003
 0.8G±E RPA 99 version 2003

V.2. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :**a) Armatures longitudinales:**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.38 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

 En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

 En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement et de 40ϕ en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3 , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V.3. Ferrailages des poutres à l'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

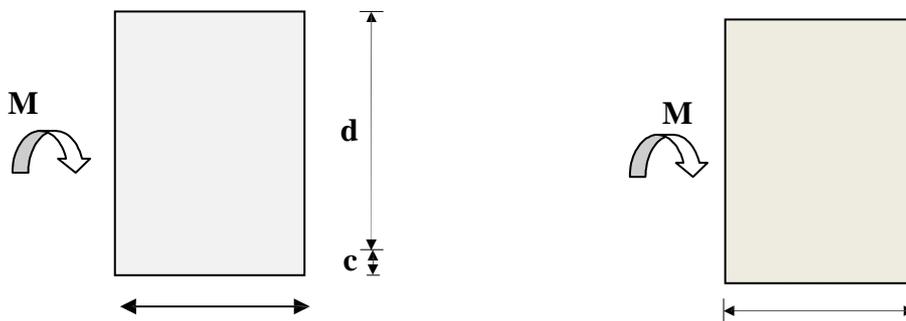


Fig.V.1.Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA.

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

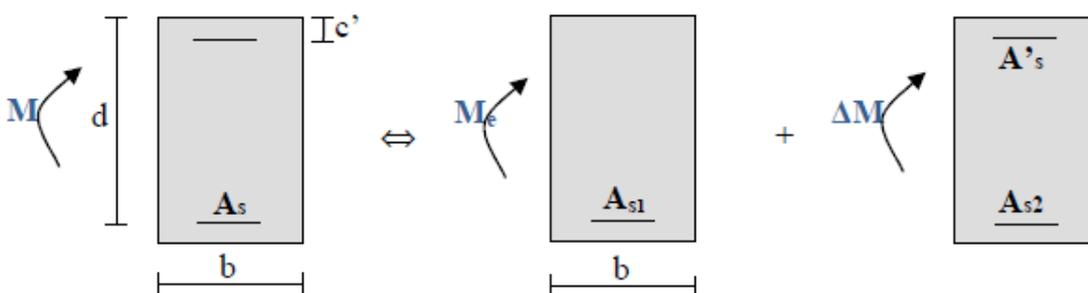
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - c) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives



FigV.2.Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA .

A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
 A'_s : La section supérieure la plus comprimée

V.4.Ferrailage

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

V.4.1.poutres principales et poutres secondaires :

	Nature	Comb	Mu	μ	Obs	Acal	Amin	Aadop	Choix des barres
PP25x40	Travée	ELU	56.706	0.114	SSA	4.63	5	6.03	3HA16(Filante)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ex	- 146.908	0.226	SSA	11.28	5	12.06	3HA16 (Filante) 3HA16(Chapeau)
PS25x35	Travée	ELU	28.59	0.076	SSA	2.64	4.38	6.03	3HA16(Filante)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ey	-77.151	0.158	SSA	6.48	4.38	9.42	3HA16(Chapeau) 3HA12 (Filante)

V.5.Vérification a l'ELU .

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a)Condition de non fragilité : (BEAL 91 ;Art 4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales :(25x40)

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.13 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires :(25x35)

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : PP} \rightarrow A_s = 6,03 > A_{\min} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_s = 6.03 > A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant: (BAEL91. Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales} : \tau_u = \frac{123.97 \times 10^3}{250 \times 375} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire} : \tau_u = \frac{57.01 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.70 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91. art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

*Poutres principales $\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

*Poutres secondaires $\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**🚧 Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40x \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL91. art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales} : T_u = 123.97 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.375 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 562.5 \text{ kN} .$$

$$\text{Poutres secondaires} : T_u = 57.01 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.325 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 121.88 \text{ kN}$$

🚧 Influence sur les armatures :

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Poutres principales} : 123.97 - \frac{146.908}{0.9 \times 0.375} = -311.31 < 0 .$$

$$\text{Poutres secondaires : } 57.01 \frac{77.151}{0,9 \times 0.325} = -206.75 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1. 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$6\text{HA}16 \Rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{123.97 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.375 \times 0.3014} = 1.22 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{57.01 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.2638} = 0.74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm } l_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : l_s = 56.44 \text{ cm } l_s = 60 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 16.93 \text{ cm } l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 16 : l_s = 22.58 \text{ cm } l_s = 25 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11,42\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

✚ **Espacement max des armatures transversales** : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29.3; 40\text{cm}) = \underline{29.3 \text{ cm}}$$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91)

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.32 - 0.3 \times 2.1) 1.15 \times 25} = 36.5\text{cm}$$

✚ **Exigences du RPA pour les aciers transversales** : (Art 7.5.2.2/RPA2003):

➤ **Poutres principales** :

• **Zone nodale** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.6\right\}\right) = \min(10\text{cm}; 19.2\text{cm}) = \mathbf{10\text{cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29.3\text{cm}; 36.5\text{cm}; 10\text{cm}) = 10 \text{ cm}$.

On opte pour $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$.

• **Zone courante** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29.3\text{cm}; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = 15\text{cm}$

➤ **Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.6\right\}\right) = \min(8.75 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

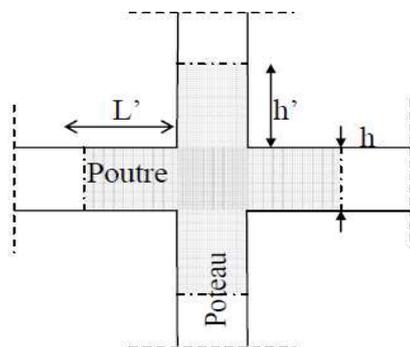
Soit : $S_{t \max} \leq \min(29.3 \text{ cm} ; 36.5 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}.$

On opte pour **St = 7 cm.**

🚧 **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}$$



« Délimitation de la zone nodale »

h : hauteur de la poutre .

b_1 et h_1 : dimensions du poteau .

h_e : hauteur entre nus des poutres.

on aura :

- $h' = 73.33 \text{ cm}$

- $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de (25x40):

- $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaire de (25x35):

Remarque :

La première armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

• **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,13 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V .6.Vérification à l'ELS :

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

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $p_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Poutres principales :**

	<i>M_{smax}</i> (KN.m)	<i>A_s</i> ELU	<i>ρ_l</i>	<i>β₁</i>	<i>K₁</i>	<i>σ_s</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>Obs</i>
En travée	40.323	6.03	0.643	0.8825	27.55	202.1	7.34	15	Condition Vérifiée
En appuis	79.633	12.06	1.286	0.8475	17.79	209.1	11.75		

- **Poutres secondaires :**

	M_{smax} (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	Kl	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
En travée	20.666	6.03	0.742	0.8755	25.16	119.6	4.75	15	Condition Vérfie
En appuis	36.462	9.42	1.160	0.853	19.01	138.4	7.28		

- **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

V.7.Calcul de la flèche

- ***Poutres principales:***

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.097 \text{ cm}$

$$f = 0.097 \text{ cm} < F = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

- ***Poutres secondaires :***

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → $f = 0.027 \text{ cm}$

$$f = 0.027 \text{ cm} < F = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

Le ferrailage total :

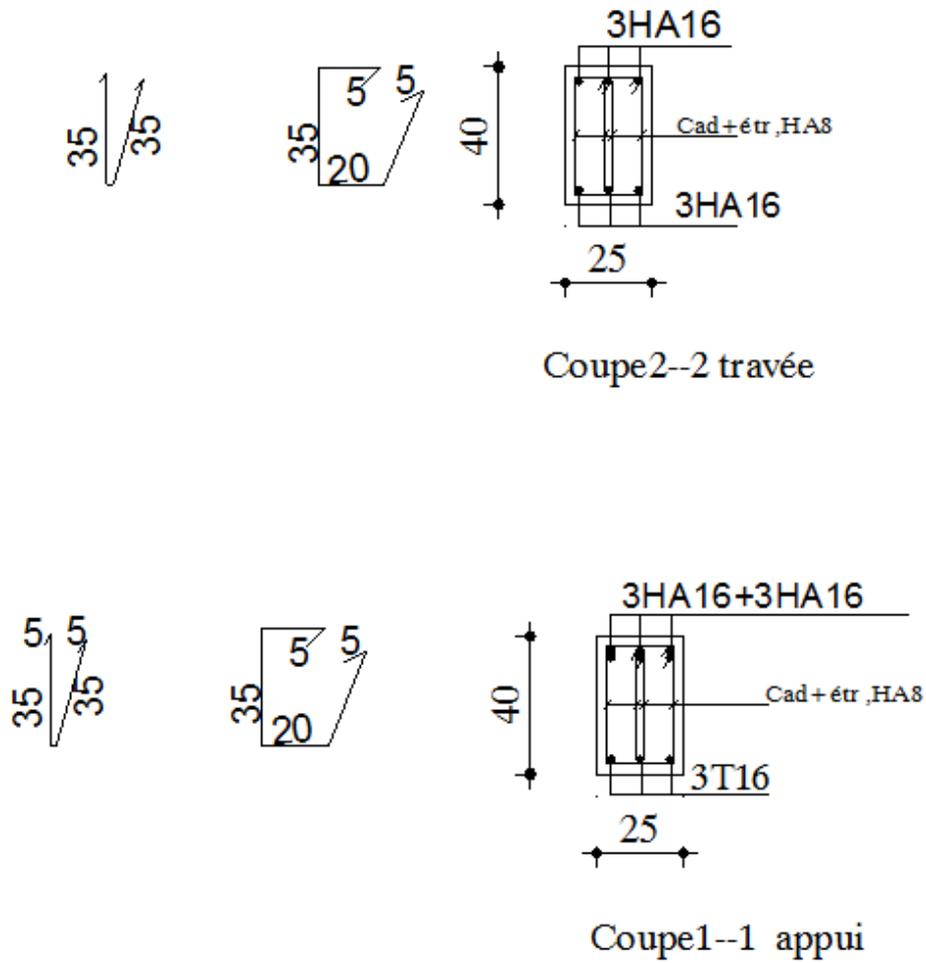
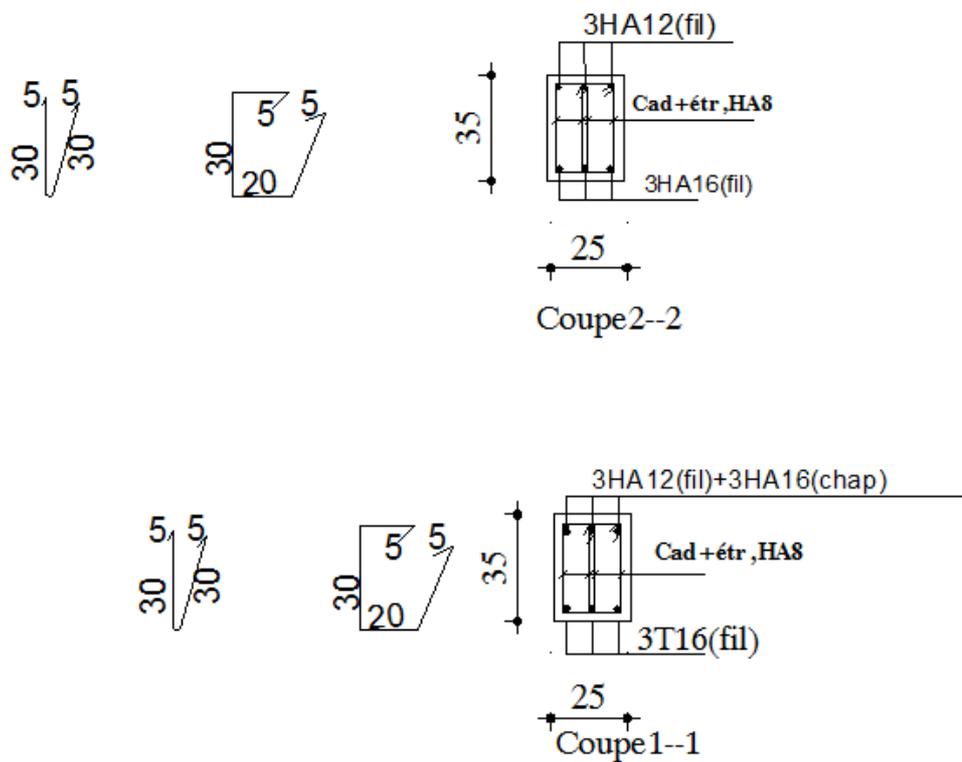
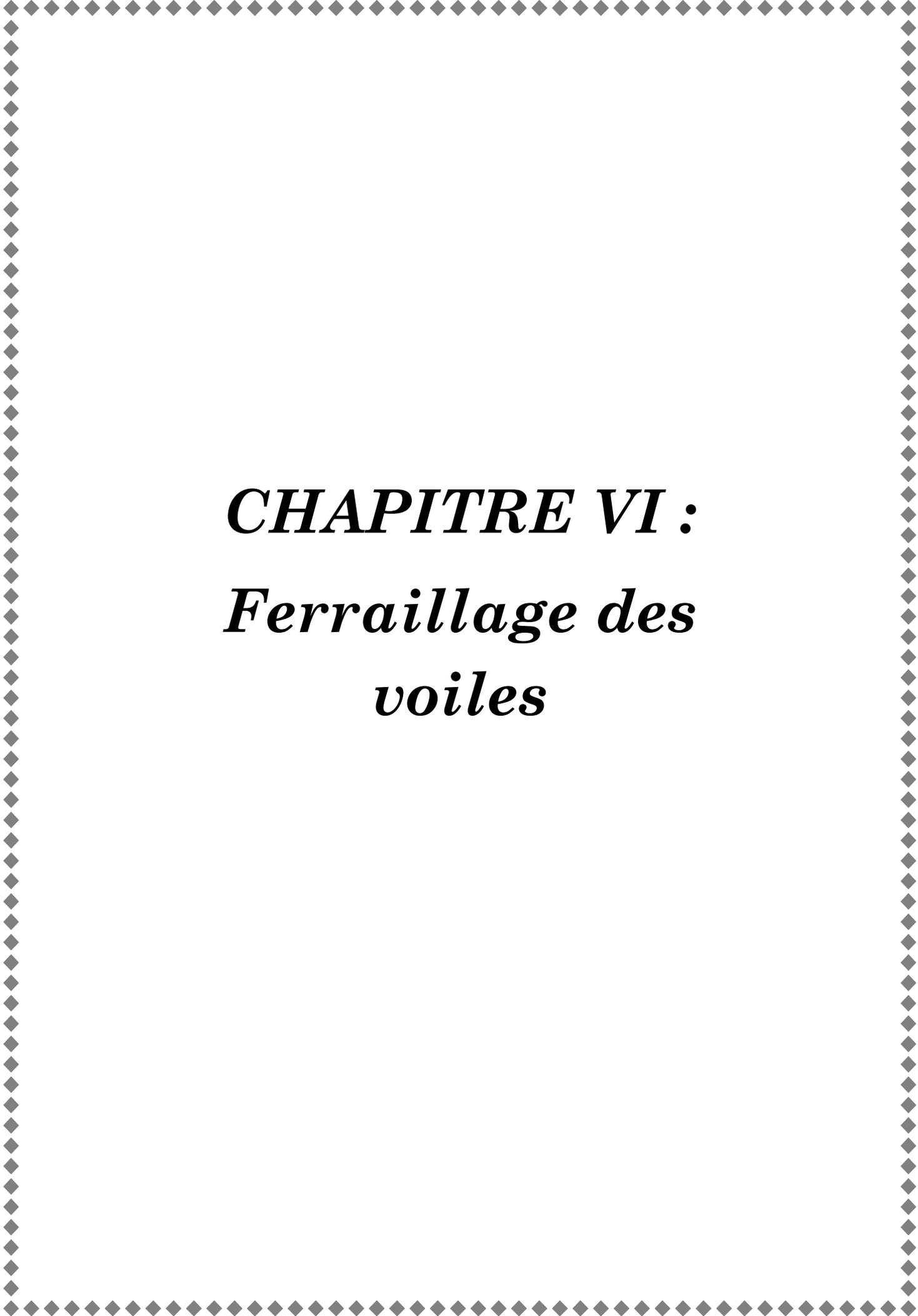


Fig V.3 : Ferrailage des poutres principales.



FigV.4 : Ferraillage des poutres secondaires.



CHAPITRE VI :
Ferraillage des
voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : Sous sol1 +Sous sol2+RDC
- **Zone II** : 1^{er} au 3^{eme} étages.
- **Zone III** : 4^{eme} au 7 étages.

VI.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

VI.2. Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \end{array} \right.$$

Avec : **B** : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.
Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$

L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

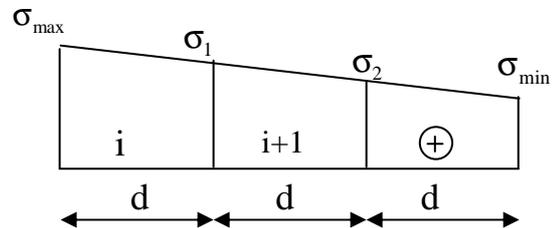


Figure VI.1. Section entièrement comprimée

➤ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

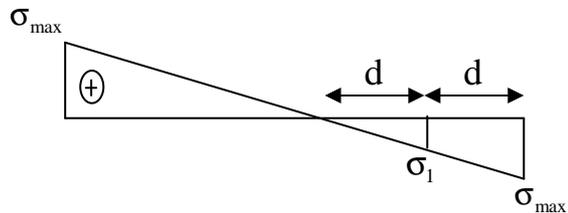


Figure VI.2. Section partiellement comprimée

➤ **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

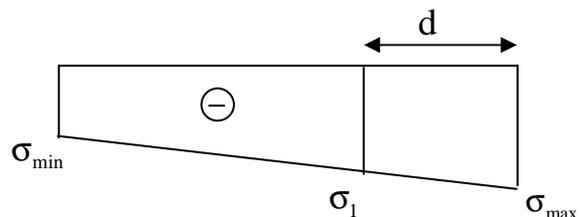


Figure VI.3. Section entièrement tendue

a) Armatures verticales :**➤ Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile. σ_{s2} : Contrainte de l'acier.**➤ Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

 σ_{s10} : Contrainte de l'acier.**➤ Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

 σ_{s2} : Contrainte de l'acier .**b) Armatures minimales :****➤ Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

➤ Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :**B :** section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\% B \\ A_h \geq 0.10\% B \end{array} \right.$$

Globalement dans la section du voile.
En zone courante.

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'**article 7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec: $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

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 :**

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

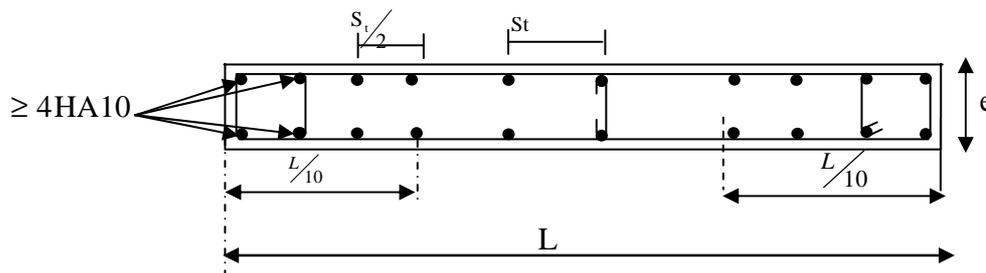


Figure VI.4. Disposition des armatures verticales.

VI.3. Vérification :**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :❖ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile
 d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).
 h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) \quad , \text{ Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **V1L** de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométrique :**

$$L = 2.45 \text{ m} , e = 0.25 \text{ m} , B = 0.613 \text{ m}^2 , I = 0.31 \text{ m}^4 , V = V' = 1.23 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = 1254.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5869.63 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de L_c :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1254.93}{1254.93 + 5869.63} \times 2.45 = 0.43 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.45 - 0.43 = 2.02 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (2.15 ; 0.30)$$

$$\text{Soit } d_1 = 0.30 \text{ m et } d_2 = L_t - d_1 = 1.72 \text{ m}$$

➤ **Longueur d'extrémité.**

$$L/10 = 2.45/10 = 0.245 \text{ m} = 24.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\max}}{L_t} = 1068.55 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d_1 \cdot e = \left(\frac{1254.93 + 1068.55}{2} \right) 0.3 \times 0.25 = 87.13 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{1068.55}{2} \times 1.72 \times 0.25 = 229.74 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{87.13}{400} \times 10 = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{229.74}{400} \times 10 = 5.74 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $\beta = d_1 x e$; $\beta_1 = d_1 x e = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2$

$$B_2 = d_2 x e = 172 \times 25 = 4300 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(1.5 ; 3.94) = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(8.6 ; 22.58) = 22.58 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 639.35 \times 10}{400} = 24.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.89 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopte

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 8HA12 = 9.05 cm²/d₁ soit : 4HA12 /nappe .avec espacement de 8cm.

2^{ème} bande : 16HA12 = 18,10 cm²/d₂ soit: 8HA12/nappe avec espacement de 20cm.

❖ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{27.15}{4} = 3.02 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 9.20 \text{ cm}^2$$

Soit : 2X 5HA12 = 11.3 cm²/ ml avec : St = 20 cm.

❖ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré. Soit : 05 épingles de HA8 / m²

❖ Armature des potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ Vérification des contraintes de cisaillement:

❖ Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 639.35 \times 1000}{250 \times 0.9 \times 4300} = 0.93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{639.35 \times 1000}{250 \times 0.9 \times 4300} = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_b = \frac{1904.13 \times 10^3}{0.613 \times 10^6 + 15 \times 27.15 \times 10^2} = 2.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Tableau N°1 : Ferrailages des voiles longitudinaux (VL1,VL2 ,VL3 et VL4).

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	2.45	2.45	2.45	
	e (m)	0.25	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.613	0.49	0.49	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	1254.93	952.33	1843.78	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-5869.63	-4458.48	-3004.44	
	σ_1 (KN/ m ²)	1068.55	749.61	1213.01	
	V _u (KN)	639.35	441.33	343.27	
	T (KN)	895.09	617.86	480.58	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.02	2.02	1.52	
	L _c (m)	0.43	0.43	0.93	
	d ₁ (m)	0.3	0.3	0.62	
	d ₂ (m)	1.72	1.72	0.90	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	87.13	52.89	181.95
		N ₂	229.74	139.361	97.99
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2.18	1.32	4.55
		A _{v2}	5.74	3.48	2.45
	A _{vj} (cm ²)	24.61	16.99	13.22	
	A ₁ min(cm ²)	3.94	3.15	6.51	
	A ₂ min(cm ²)	22.55	18.05	9.43	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	8.33	5.57	7.85	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	11.89	7.73	5.75	
	A ₁ adopté /nappe	3HA14	3HA12	6HA10	
	A ₁ adopté /bande (cm2)	9.24	6.72	9.42	
	St (cm)	10	10	10	
	Choix d'armatures/bande	2X9HA12	2X9HA10	2X5HA10	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	20.36	20.36	7.86	
	A ₂ adopté /nappe	9HA12	9HA10	5HA10	
	St (cm)	20	20	15	
	A _H min (cm ²)	6.84	7.35	7.35	
	A _H adopté/ml (cm ²)	11.3	7.86	7.86	
	A _H adopté/nappe	5HA12	5HA10	5HA10	
	St (cm)	20	20	20	
A _t (cm ²)	5 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	$\tau_u = 3.26\text{MPa}$	0.66	0.86	0.67
		$\tau_b = 5\text{MPa}$	0.93	1.2	0.93
	ELS	N _s (KN)	1904.13	1258.39	736.51
		$\sigma_b = 15\text{MPa}$	2.91	2.45	1.42

Tableau N°2 : Ferrailages des voiles longitudinaux (VL5,VL6,VL7 et VL8) :

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.55	1.55	1.55	
	e (m)	0.25	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.388	0.31	0.31	
	I(m ⁴)	0.077	0.062	0.062	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	5691.96	4142.12	4823.63	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-10973.67	-6719.55	-6327.74	
	σ_1 (KN/ m ²)	3738.84	2416.24	2357	
	V _u (KN)	372.68	268.5	235.52	
	T (KN)	521.75	375.9	329.73	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	1.02	0.96	0.88	
	L _c (m)	0.53	0.59	0.67	
	d ₁ (m)	0.35	0.40	0.45	
	d ₂ (m)	0.67	0.56	0.43	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	412.65	262.26	323.07
		N ₂	313.51	143.93	101.18
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.32	6.56	8.08
		A _{v2}	7.84	3.37	2.53
	A _{vj} (cm ²)	14.38	10.34	9.07	
	A ₁ min(cm ²)	4.60	4.20	4.73	
	A ₂ min(cm ²)	8.80	5.87	4.51	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	13.90	9.14	10.34	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	11.42	5.96	4.80	
	A ₁ adopté /bande (cm ²)	16.08	12.30	12.30	
	A ₁ adopté /nappe	4HA16	4HA14	4HA14	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	15.38	9.04	6.78	
	A ₂ adopté /nappe	5HA14	4HA12	3HA12	
	St (cm)	15	15	15	
	A _H min (cm ²)	7.86	5.34	4.77	
	A _H adopté/ ml (cm ²)	11.3	7.84	7.84	
	A _H adopté/nappe	5HA12	5HA10	5HA10	
	St (cm)	20	20	20	
	A _t (cm ²)	5épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	τ_u (MPa)	3.85	0.52	0.46
		τ_b (MPa)	0.54	0.73	0.64
	ELS	N _s (KN)	1289.38	852.76	472.98
		σ_b (MPa)	2.96	2.50	1.40

Tableau N° 3 : Ferrailages des voiles sens transversales (VT1,VT2,VT3 et VT4) .

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.80	3.80	3.80	
	e (m)	0.25	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.95	0.76	0.76	
	I(m ⁴)	1.143	0.915	0.915	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	4428.27	4367.28	3667.21	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-9246.17	-7474.6	-5310.45	
	σ_1 (KN/ m ²)	3015.36	2674.96	1988.44	
	V _u (KN)	843.06	573.27	365.32	
	T (KN)	1180.28	802.58	511.45	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.57	2.240	2.25	
	L _c (m)	1.23	1.40	1.55	
	d ₁ (m)	0.82	0.93	1.03	
	d ₂ (m)	1.75	1.47	1.22	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	762.94	654.83	582.36
		N ₂	659.32	392.69	241.94
	A _v (cm ²)	A ₁	19.07	16.37	14.56
		A ₂	16.48	9.82	6.05
	A _{vj} (cm ²)	32.46	22.07	14.06	
	A _{1 min} (cm ²)	10.76	9.76	10.82	
	A _{2 min} (cm ²)	22.96	15.42	12.79	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj}	27.19	21.89	18.08	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj}	24.60	15.33	9.56	
	A _{1 adopté /bande} (cm ²)	32.16	27.70	22.62	
	A _{1 adopté /nappe}	8HA16	9HA14	10HA12	
	St (cm)	10	10	10	
	A _{2 adopté /bande} (cm ²)	27.7	15.84	12.56	
	A _{2 adopté /nappe}	9HA14	7HA12	8HA10	
	St (cm)	15	15	15	
	A _{H min} (cm ²)	14.26	11.4	11.4	
	A _{H adopté/ ml} (cm ²)	15.38	15.38	15.38	
	A _{H adopté/nappe}	5HA14	5HA14	5HA14	
	St (cm)	20	20	20	
	A _t (cm ²)	5épingles HA8			
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.87	1.11	0.71
		τ_b (MPa)	1.21	1.55	1.00
	ELS	N _s (KN)	2698.15	1782.63	1076.12
		σ_b (MPa)	2.60	2.16	1.32

- Le schéma du ferrailage de l'exemple de calcul sera comme suit :

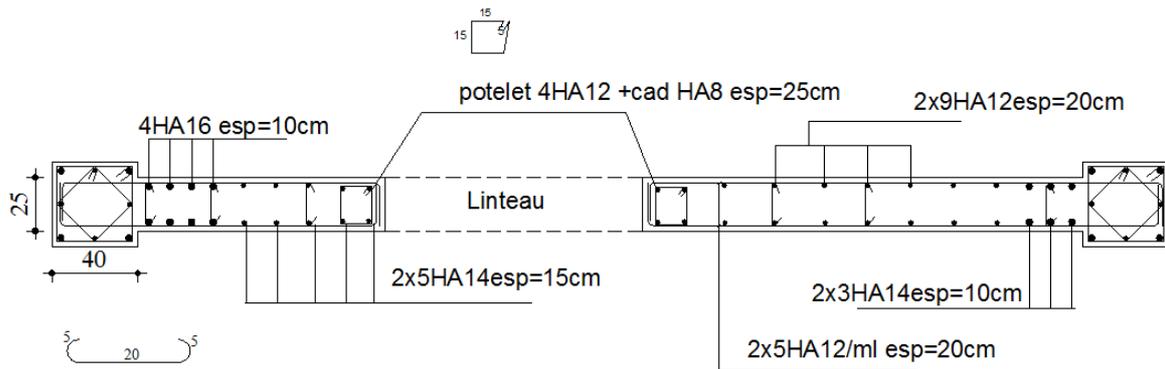


Fig.VI.5.Ferrailage du trumeau de l'exemple calcul.

VI.4 : Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat.

VI.5. Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**a-Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec } : V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

$$\text{ou bien } : \tau_b = 1,4 \times \tau_{u \text{ calcul}}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute

b-Ferrailage des linteaux :

Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

✚ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

avec : $z = h - 2d'$

h : est la hauteur totale du linteau

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant (V = 1,4.V_u).

✚ Aciers transversaux :

Premier sous cas : Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{avec } : S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

D'ou : **S_t**: espacement des cours d'armatures transversales.

A_t: section d'un cours d'armatures transversales.

Deuxième sous cas :

Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$) avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

D'où : $V_1 = 2 V_u \text{ calcul}$ $V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} . Ils sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$.



$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule : $A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$

Avec : $\text{tg } \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$

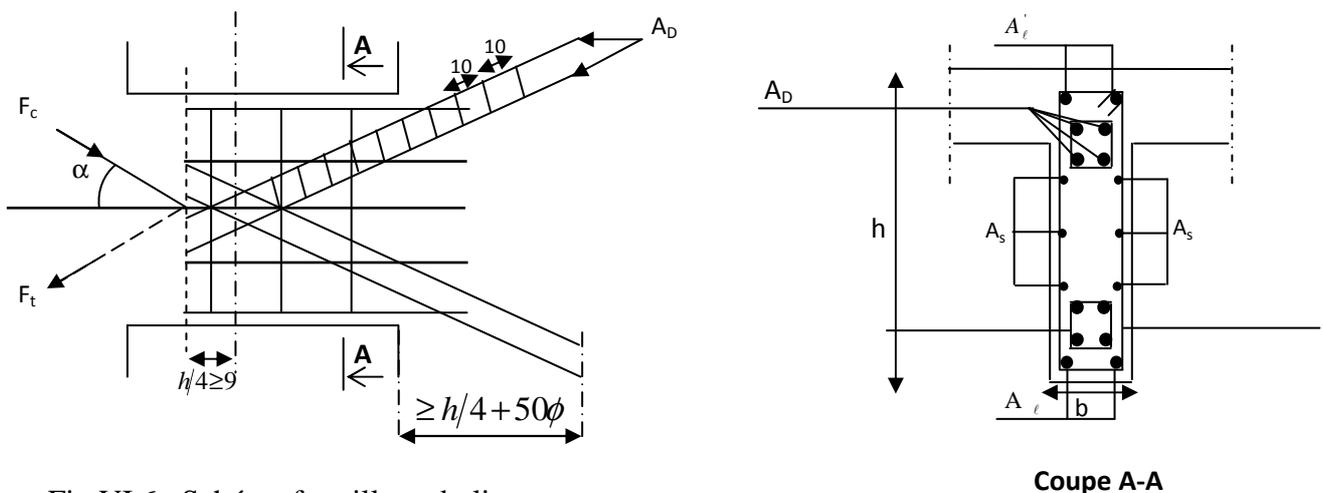


Fig.VI.6 : Schéma ferrailage du linteau.

✚ Ferrailage minimal :

▪ Armatures longitudinales:

$$A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

▪ Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$$

▪ Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

$$A_D = 0$$

▪ Armature de peau :

$$A_c \geq 0.2\% \cdot b \cdot h$$

▪ Ancrage rectiligne : Nous devons avoir : $L_d = (h/4) + 50 \phi$

VI.6.Exemple de calcul :

Zone I(S-sol1,S-sol2,RDC) : Les caractéristiques géométriques du Linteau sont données comme suite :

$$h = 2.10 \text{ m} ; b = 0.25 \text{ m} ; L = 1.20 \text{ m}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant par logiciel (**ETABS**) : Vu doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

$$\text{Soit : } V = 1,4 \times 982.98 = 1376.172 \text{ KN.}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après **RPA99**, on a :

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; \quad V = 1,4 V_{calcl}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 982,98 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2100} = 2.91 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.91 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

b) Armatures longitudinales ($A_l=A'_l$) :

$$\tau_b = 2.91 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal.

➤ **RPA2003 :**

$$A_l \geq 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 25 \times 210 = 7.88 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL 91 :**

$$A_l \geq (0.23 \times 2.1 \times 25 \times (210-3)) / 400 = 6.24 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_l = 2\text{HA}20 + 2\text{HA}16 = 10.3 \text{ cm}^2$$

c) Armatures transversales :

$$\tau_b = 2.91 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.25 \% \times b \times S_t$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 25 \times 10 = 0,625 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Soit } A_t = 2.26 \text{ cm}^2 (2\text{HA}12).$$

$$\text{On } \lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1,2}{2,1} = 0,57 < 1 \text{ Linteau court.}$$

$$\text{Ondoit avoir: } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{T}}$$

$$\text{Avec : } V = \min (V_1, V_2)$$

$$\text{D'ou : } V_1 = 2 V_u \text{ calcul} \quad V_2 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Dans notre cas les moments M_{ci} et M_{cj} et V_u de calcul seront obtenus à partir du logiciel ETABS .

$$M_{ci} = 520.172 \quad M_{cj} = 601.105$$

$$V_2 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} = \frac{520.172 + 601.105}{1.2} = 934.4 \text{ KN}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \frac{226 \times 400 \times 120}{934.4 \times 10^3 + 226 \times 400} = 10.6 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée.

d) Armatures diagonales :

$\tau_b = 2,91 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$.donc les armature diagonales sont nécessaires.

$$A_D = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h - 2d') / L = (210 - 6) / 120 = 1,7 \text{ donc: } \alpha = 59,53^\circ$$

$$A_D = (982,98 \times 10 / 2 \cdot 400 \cdot \sin 59,53^\circ) = 14,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : 2X4HA 16 = 16,08 cm².

e) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 25 \times 210 = 10,5 \text{ cm}^2.$$

Soit : 2x 6 HA 12 = 13,56 cm².

f) Longueur d'ancrage :

$$L_d = (h/4) + 50 \phi = (210/4) + 50 \times 1,2 = 112,5 \text{ cm.}$$

Soit : L_d = 115 cm.

Les résultats de calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone I : S-sol1, S-sol2, RDC.

Zone II : Du 1^{er} au 3^{er} étage.

Zone III : Du 4^{er} au 7^{er} étage.

❖ Les valeurs de Ferrailage des linteaux :

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	2.1	0.86	0.86
	L(m)	1.20	1.20	1.20
	e (cm)	0,25	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	2.91	4.03	3.22
	V_u (KN)	982.98	446.56	356.48
Ferrailage des linteaux	A_l = A_l' (cm²)	7.88	2.58	2.58
	Choix des barres	2HA20+ 2HA16	2HA14	2HA14
	St(cm)	10	10	10
	A_t (cm²)	0.625	0.5	0.5
	Choix des barres	2HA12	2HA10	2HA10
	St(cm)	10	10	10
	A_D (cm²)	14.25	10.24	8.18
	Choix des barres	2X4HA16	2X4HA14	2X4HA12
	A_c (cm²)	10.5	3.44	3.44
	Choix des barres/nappe	2x6HA12	6HA10	6HA10
	Longueur d'ancrage	115	82	82

Tableau VI.4: Récapitulatif de Ferrailage des linteaux

➤ Le schéma du ferraillage de l'exemple de calcul sera comme suit.

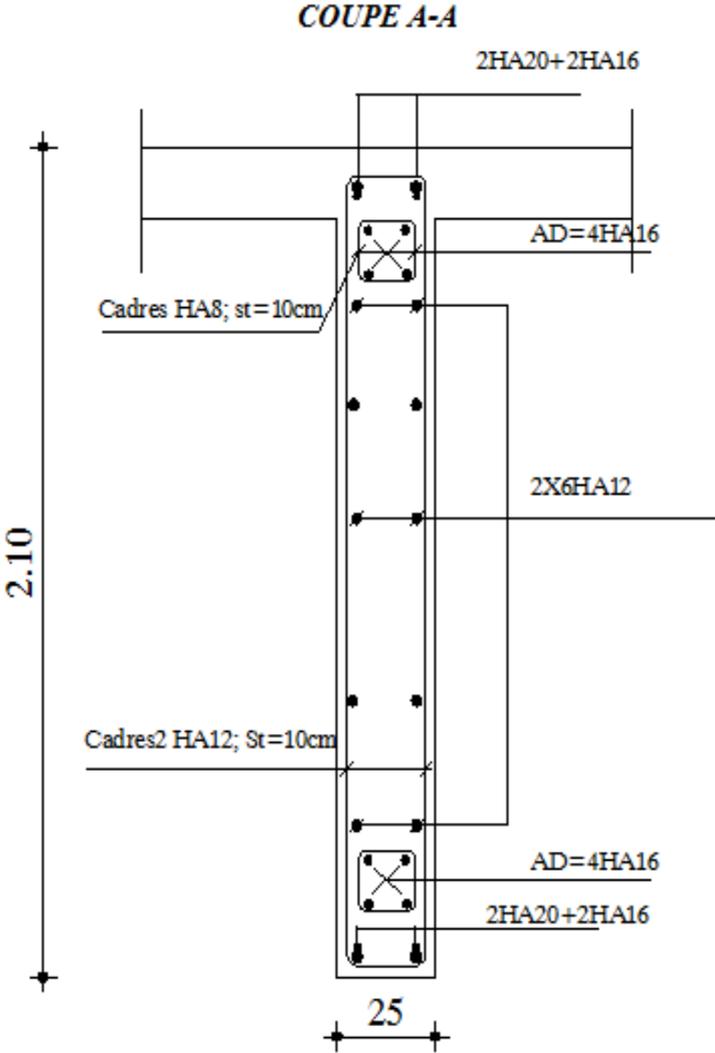
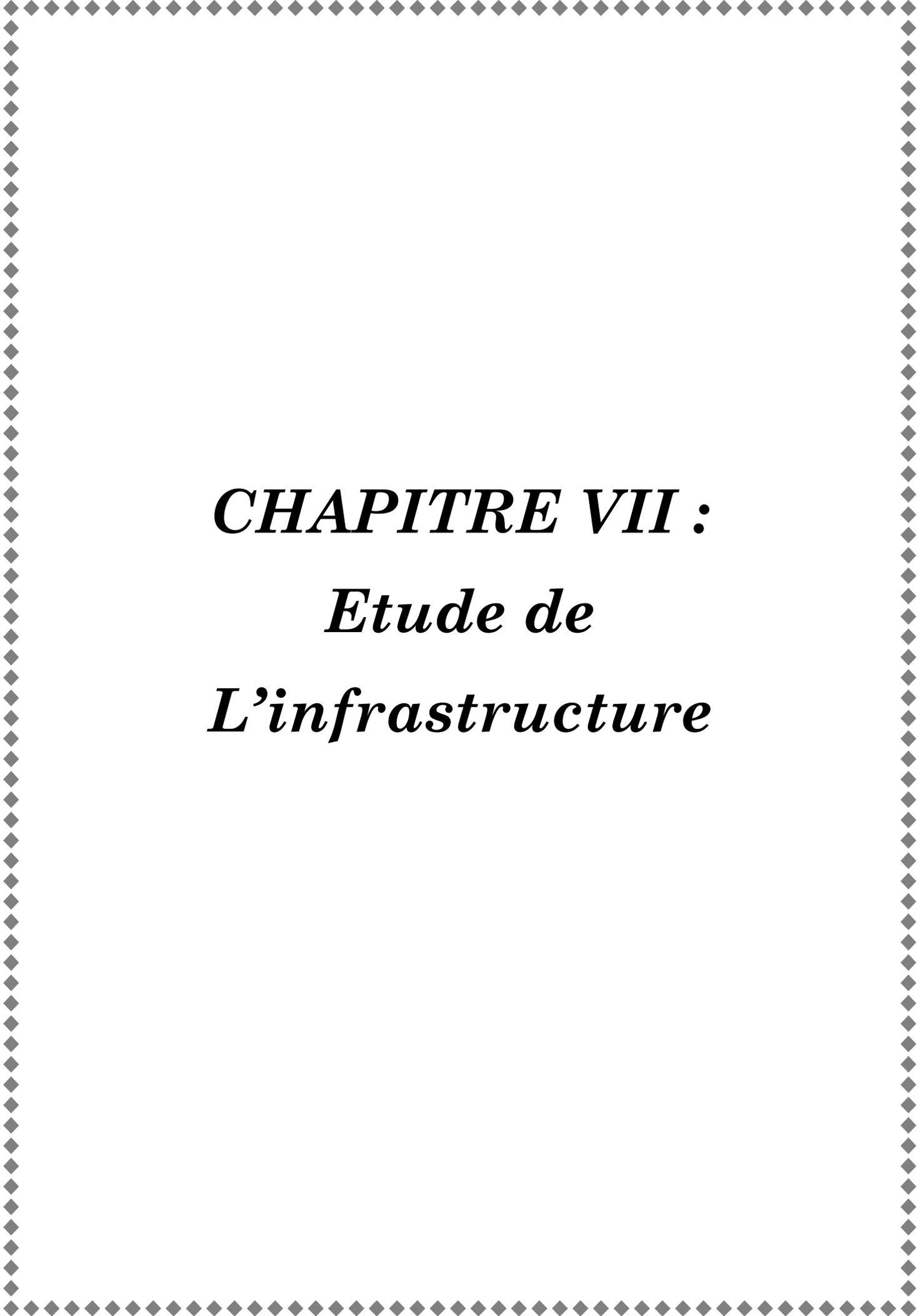


Fig.VI.6.Ferraillage du linteau de l'exemple de calcul.



CHAPITRE VII :
Etude de
L'infrastructure

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elle sont réalisées près de la surface ;les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux .
- Les puits.

VII.1. Etude du sol de fondation.

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 $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder .
- La nature du terrain et sa résistance .

- Profondeur du bon sol .
- Le tassement du sol.

VII.3. Dimensionnement :

a) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol.

N_s : effort normal à l'ELS .

Exemple de calcul:

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{bars} = 0.2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2 ; \quad N_s = 1298.21 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1298.21}{200}} = 2.55 \text{ m} \longrightarrow B = 2.55 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

a) Semelles filantes :

Semelles sous poteaux :

- hypothèses de calcul :

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

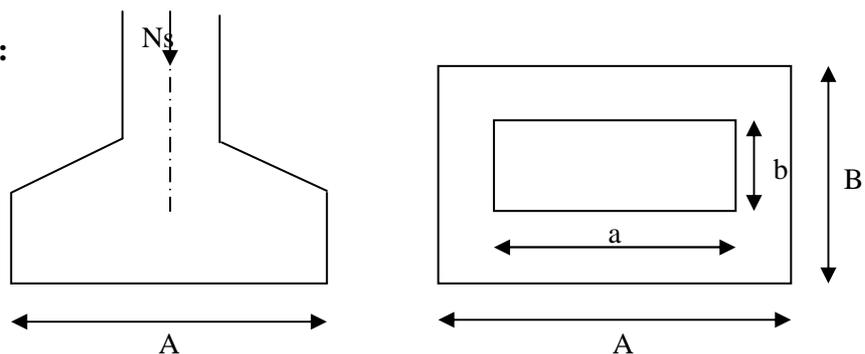


Figure VII.1 : Dimensions d'une fondation

Etape du calcul :a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$ b) Déterminer de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\ \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) \end{array} \right.$$

-Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Exemple de calcul :

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Poteaux	N_s	e_i (m)	$N \cdot e_i$	M_i
1	1294.12	-12.3	-15917.68	-7.909
2	1434.72	-8.10	-11621.23	-1.438
3	1199.75	-3.30	-3959.18	7.136
4	927.45	0	0	-5.496
5	779.72	3.30	2573.10	-3.6
6	875.65	4.76	4168.10	-4.288
7	1243.54	8.10	10072.8	-3.14
8	1290.49	12.3	15873.10	-8.047
Σ	9045.44		1189.7	-26.78

Tableau VII.1 : Détermination de la résultante des charges.

1) Détermination de la résultante des charges R :

$$R = \sum N_i = 9045.44 \text{ KN .}$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{0 - 26.78}{9045.44} = -0.003 \text{ m}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.003 \text{ m} < l/6 = 4.80 / 6 = 0.8 \text{ m}$$

→ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{9045.44}{24.6} \times \left(1 - \frac{6 \cdot (-0.003)}{24.6} \right) = 367.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{9045.44}{24.6} \times \left(1 + \frac{6 \cdot (-0.003)}{24.6} \right) = 367.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{9045.44}{24.6} \times \left(1 + \frac{3 \cdot (-0.003)}{24.6} \right) = 367.55 \text{ KN/m}^2$$

4) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{367.55 \times 10^3}{2 \times 10^5} = 1.84 \text{ m}$$

Soit **B=1.90m**

$$\text{On aura } S_s = B \times L = 1.90 \times 24.6 = 46.74 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 9 \times 46.74 = 420.66 \text{ m}^2$$

Semelles filantes :

a. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Voile avec ouverture (Sens longitudinal) :

Voile	N _s	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	3163.28	5.20	3.04	15.81
V _{L2}	3201.89	5.20	3.08	16.02
V _{L3}	3143.4	5.20	3.02	15.70
V _{L4}	3184.63	5.20	3.06	15.91
Somme				63.44

Tableau VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Voile sans ouverture (Sens transversal) :**

Voile	N _s	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	2637.53	3.80	3.47	13.19
V _{T2}	2613.31	3.80	3.43	13.03
V _{T3}	2698.15	3.8	3.55	13.50
V _{T4}	2690.58	3.8	3.54	13.45
Somme				53.17

Tableau.VII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

L a surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$S_v = 63.44 + 53.17 = 116.61 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 420.66 + 116.61 = 537.27 \text{ m}^2$
- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 24.6 \times 25.11 = 617.71 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{537.27}{617.71} = 0.8697 \longrightarrow 86.97\% \text{ de la surface de l'assise}$$

⇒ La surface totale des semelles représente 86.97 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

VII.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.

a) Pré-dimensionnement du radier :

✚ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4.40 \text{ m}$$

L_{\max} : portée maximale

$$\underline{A.N} : h_d \geq \frac{440}{20} = 22\text{cm} \rightarrow \text{soit : } h_d = \mathbf{30\text{cm.}}$$

✚ Nervure (poutre) :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

Soit $h_n = 80 \text{ cm}$

La base de la nervure :

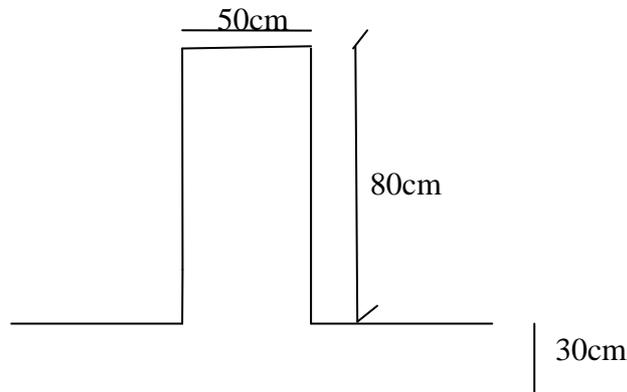
$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 50 \text{ cm}$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 80 \text{ cm}$ Nervure
 $h_d = 30 \text{ cm}$ Dalle
 $b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure



• **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

❖ **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente : $G_{bat} = 56940,73 \text{ KN}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 12700,44 \text{ KN}$.

✚ **Combinaisons d'actions :**

$$\underline{L'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 95920,65 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS} : N_s = G + Q = 69641,2 \text{ KN}$$

✚ **Calcul de la surface du radier :**

L'ELS :

$$S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{69641,2}{200} = 348,21 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 360,60 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 617,71 \text{ m}^2 > S_{nrad} = 360,60 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$ dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 617.71 + 50.71 = 668.42 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } S_{deb} = (25.11 + 24.6) \times 2 \times 0.5 + 0.5 \times 0.5 \times 4 = 50.71 \text{ m}^2$$

VIII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes:

Poids de bâtiment : $G = 56940,73 \text{ KN}$

- **Poids de radier :**

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (668,42 \times 0,3) \times 25 = 5013,15 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = [(0.5 \times (0.8 - 0.3) \times 25.11 \times 9) + (0.5 \times (0.8 - 0.3) \times 24.6 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 2642.5 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0.5 \times 25.11 \times 9) + (0.5 \times 24.6 \times 8) = 154.90 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(668.42 - 154.90) \times (0.8 - 0.3)] \times 17 = 4364.92 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante libre : $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{df} = 668.42 \times 0.1 \times 25 = 1671.1 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm)}$$

$$G_{\text{rad}} = 5013 + 2642.5 + 4364.92 + 1671.1 = 13691.67 \text{ KN}$$

✚ Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 12700,44 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 668,42 = 2673,68 \text{ KN}$. (Surcharge sur le radier).

✚ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 13691,67 + 56940,73 = 70632,4 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 12700,44 + 2673,68 = 15374,12 \text{ KN}$$

✚ Combinaison d'actions:

A L'ELU :

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 118414,92 \text{ KN}.$$

A L'ELS :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 86006,52 \text{ KN}.$$

$$\text{Vérification de la surface : } S = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{86006,52}{200} = 430,04 \text{ m}^2 < S_{\text{rad}} = 668,42 \text{ m}^2$$

✚ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

▪ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,56 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12,3 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,11 \times 24,6^3}{12} = 31150,91 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24,6 \times 25,11^3}{12} = 32455,93 \text{ m}^4.$$

b) Vérifications :

✓ Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{118414,92 \times 1}{668,42} \times \frac{4,40}{2} = 389,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{389,74 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,44 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

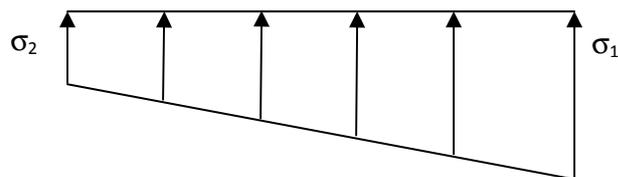


Fig. VII.2. Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{A l'ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 118414.92 \text{ KN} \quad , N_s = 86006.52 \text{ KN}$$

Sens longitudinal :

A l'ELU: $M_x = 49885.475 + 3991.64 \times 0.8 = 53078.79 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{118414.92}{668.42} + \frac{53078.79}{32455.93} \times 12.56 = 197.7 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{118414.92}{668.42} - \frac{53078.79}{32455.93} \times 12.56 = 156.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 197.7 + 156.62}{4} = 187.43 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS : $M_x = 49885.475 + 3991.64 \times 0.8 = 53078.79 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{86006.52}{668.42} + \frac{53078.79}{32455.93} \times 12.56 = 149.21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{86006.52}{668.42} - \frac{53078.79}{32455.93} \times 12.56 = 108.13 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 148.842 + 108.50}{4} = 138.76 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

A l'ELU: $M_y = 50312.100 + 3635.67 \times 0.8 = 53220.64 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{118414.92}{668.42} + \frac{53220.64}{31150.91} \times 12.3 = 198.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{118414.92}{668.42} - \frac{53220.64}{31150.91} \times 12.3 = 156.15 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 198.17 + 156.15}{4} = 187.67 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS : $M_y = 50312.100 + 3635.67 \times 0.8 = 53220.64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{86006.52}{668.42} + \frac{53220.64}{31150.91} \times 12.3 = 149.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{86006.52}{668.42} - \frac{53220.64}{31150.91} \times 12.3 = 107.66 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 149.68 + 107.66}{4} = 139.18 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

VII.6. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0,4$ \Rightarrow flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0,4 \leq \alpha \leq 1$ \Rightarrow Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,40} = 0,81$$

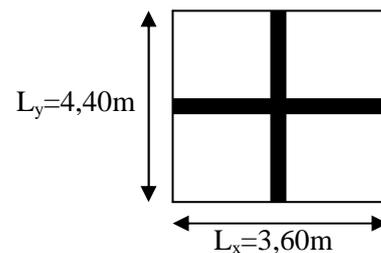


Fig. VII.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 187,67 \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 139,18 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (187,67 - 1,35 \times \frac{13691,67}{668,42}) = 160,02 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) \cdot \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (139,18 \cdot \frac{13691,67}{668,42}) = 118,7 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul à l'ELU :

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 ; \rho = 0.81 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0553 \times 160.02 \times 3.60^2 = 114.68 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.613 \times 114.68 = 70.30 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.3 : pour les moments sur appuis rive.

• **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0.5 \times 114.68 = 57.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 70.30 = 35.15 \text{ KNm}$$

• **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 \times 114.68 = 86.01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 70.3 = 52.73 \text{ KNm}$$

✚ **Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :**

✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{57.34 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.055 \rightarrow \beta_u = 0.9715$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57.34 \times 10^3}{0.9715 \times 27 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 6HA14/ml=9.23cm²/ml .avec..St = 16cm

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{86.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.083 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.083 \rightarrow \beta_u = 0.9565$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{86.01 \times 10^3}{0.9565 \times 27 \times 348} = 9.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 6HA16/ml=12.06cm²/ml .avec..St = 16cm

Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35.15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.15 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 6HA10/ml=4.71cm²/ml .avec..St = 16cm

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{52.73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.05 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.05 \rightarrow \beta_u = 0.974$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{52.73 \times 10^3}{0.974 \times 27 \times 348} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6HA14/ml = 9.23 cm²/ml .avec..St = 16cm

2) Vérification à l'état limite ultime :

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.81}{2} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ha}^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ha}^y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Vérification des espacements :(BAEL91/A8.2, 42) .

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x:

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

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens y-y:

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

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

3) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

-Evaluation des moments M_x , M_y :

$$v=0.2 ; \rho = 0.81 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0621 \times 118.7 \times 3.6^2 = 69.02 \text{KN.m} \\ M_y = 0.723 \times 69.02 = 49.90 \text{KNm} \end{array} \right.$$

• Moments sur appuis :

$$M_x = 0.5 \times 69.02 = 34.51 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 49.90 = 24.95 \text{KNm}$$

• Moments en travées :

$$M_x = 0.75 \times 69.02 = 51.77 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 49.90 = 37.43 \text{KNm}$$

❖ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \quad \alpha_1 = 0.306 \quad K_1 = 34.02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.02} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{51.77 \times 10^6}{0,898 \times 270 \times 1206} = 177.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \times 177.05 = 5.13 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.13 \text{Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

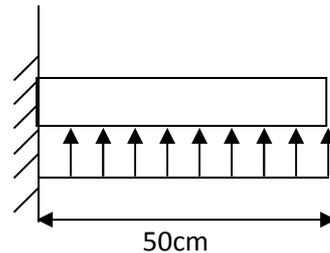


Fig. VII.4: Schéma statique du débord

a) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_u = 160.02\text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-160.02 \times 0.5^2}{2} = -20.01\text{KN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 118.7\text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-118.7 \times 0.5^2}{2} = -14.84\text{KN.m}$$

b) Calcul des armatures a l'ELU :• **Armatures principales :**

$b = 1\text{ m}$; $d = 27\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.019 \rightarrow \beta_u = 0.9905$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20.01 \times 10^3}{0.9905 \times 27 \times 348} = 2.15\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5HA12/ml = 5.65cm^2/ml$ avec $St=20$ cm

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2/ml$$

Soit $A_r = 4 HA10 /ml = 3.14cm^2/ml$ avec $St = 25cm$

c) Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26cm^2$$

$A_u = 5.65 cm^2 > A_{min} = 3.26 cm^2$ condition vérifiée.

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.01}{14.84} = 1.35$$

$$\mu_s = 0.014 \rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$
condition vérifiée.

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

3) Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

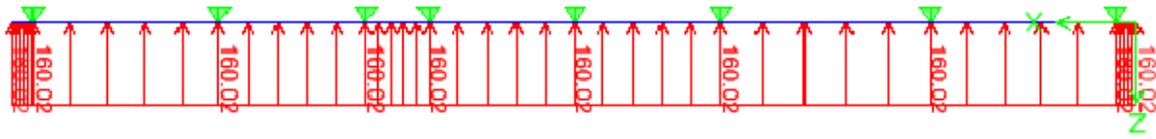
$h = 80$ cm ; $b = 50$ cm ; $c = 5$ cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

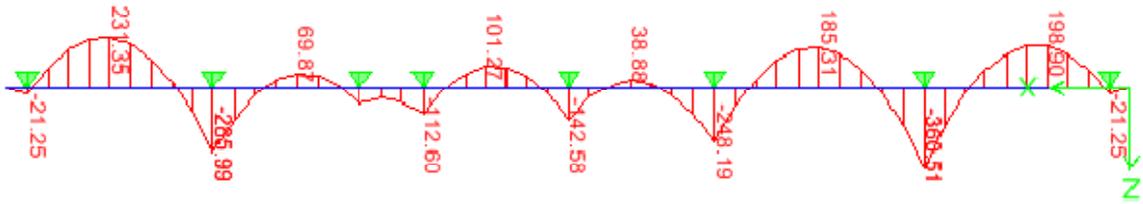
a) Détermination des efforts :

➤ **Sens longitudinal :**

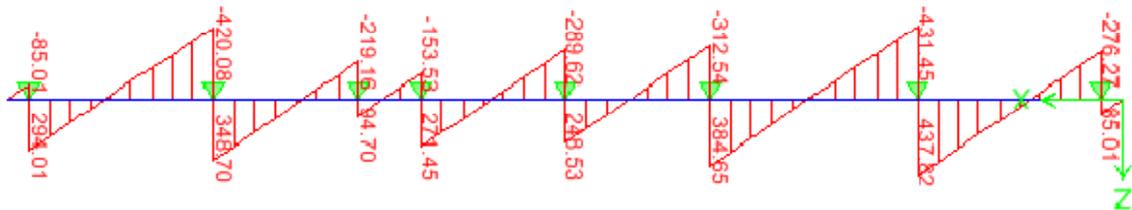
$ELU : q_u = 160.02KN/ml$



FigVII.5.Le chargement à ELU.



FigVII.6. Diagramme des moments fléchissants (ELU)



FigVII.7.Diagramme des efforts tranchants (ELU)

ELS :

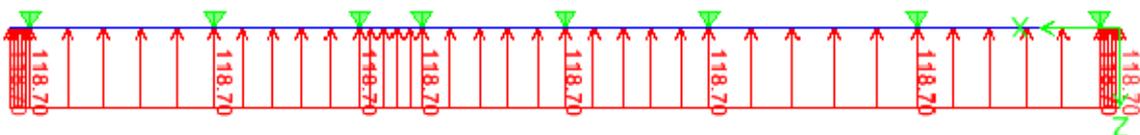
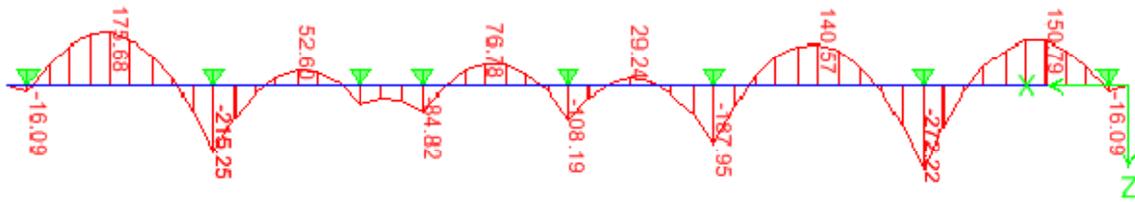
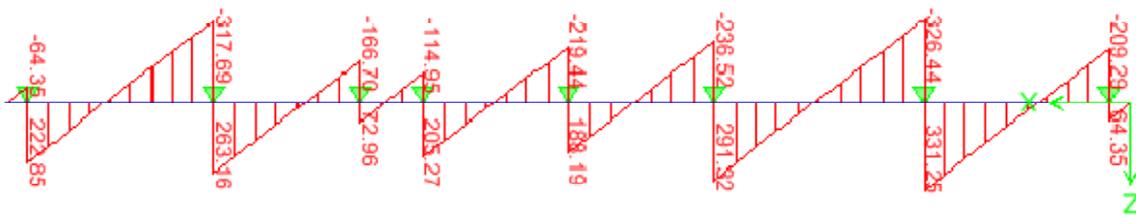


Fig.VII.8.Le chargement à ELS



FigVII.9. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



FigVII.10. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

➤ **Moments aux appuis :**

Aux appuis	M1 KN.m	M2 KN.m	M3 KN.m	M4 KN.m	M5 KN.m	M6 KN.m	M7 KN.m
ELU	21,25	360,51	248,19	142,58	112,60	285,99	21,25
ELS	16,09	272,22	187,95	108,19	84,82	215,25	16,09

Tableau VII.4.Moments aux appuis dans la nervure (sens longitudinal).

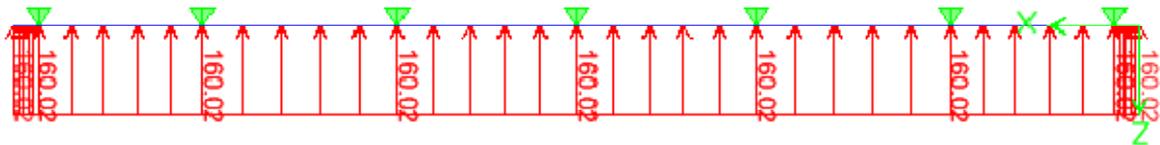
➤ **Moments en travées**

En travées	M1-2 KN.m	M2-3 KN.m	M3-4 KN.m	M4-5 KN.m	M5-6 KN.m	M6-7 KN.m
ELU	198,90	185,31	38,88	101,27	69,87	23,35
ELS	150,79	140,57	29,24	76,78	52,60	175,68

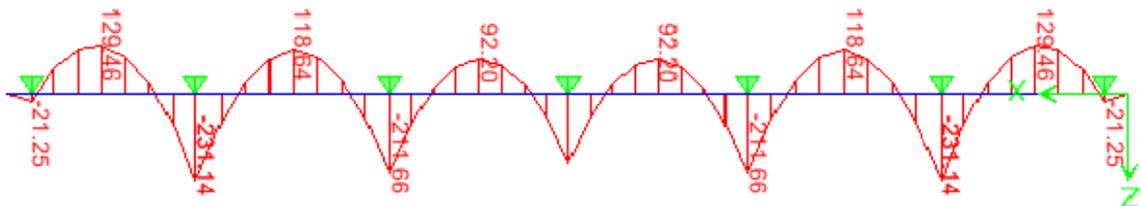
Tableau VII.5.Moments en travées dans la nervure (sens longitudinal)

❖ Sens transversal (y-y) :

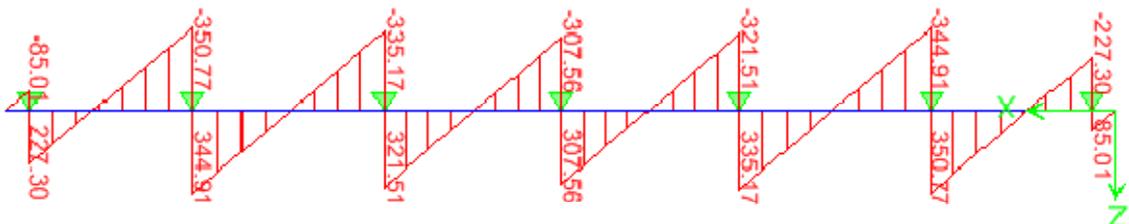
ELU



FigVII.11.Le chargement à ELU

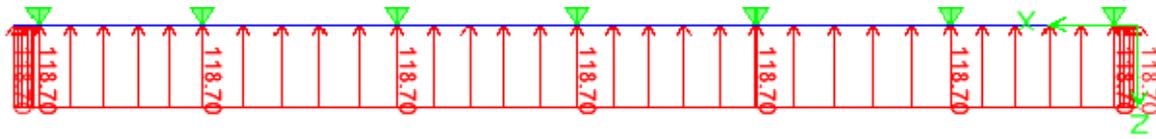


FigVII.12.Diagramme des moments fléchissant (ELU)

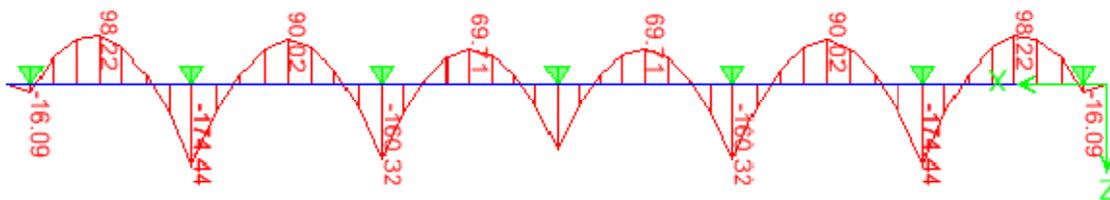


FigVIII.13.Diagramme des efforts tranchants (ELU)

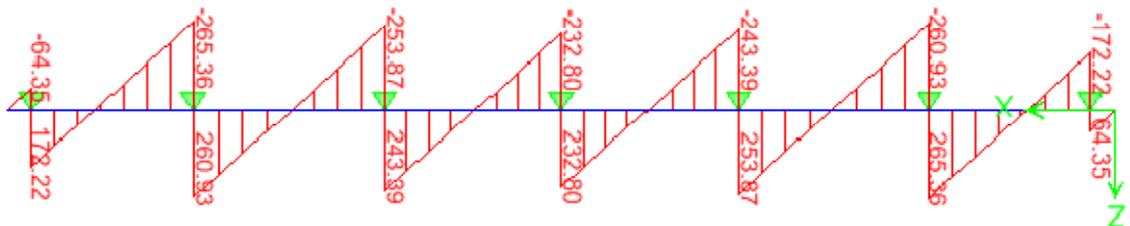
ELS



FigVII.14.Le chargement à ELS



FigVII.15.Diagramme des moments fléchissant (ELS)



FigVII.16. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

➤ *Moments aux appuis :*

Aux Appuis	M ₁ KN.m	M ₂ KN.m	M ₃ KN.m	M ₄ KN.m	M ₅ KN.m	M ₆ KN.m
ELU	21,25	231,14	211,66	211,66	231,14	21,25
ELS	16,09	174,44	160,32	160,32	174,44	16,09

Tableau VII.6: Moments aux appuis dans la nervure (sens transversal)

➤ *Moments en travées :*

En travées	M ₁₋₂ KN.m	M ₂₋₃ KN.m	M ₃₋₄ KN.m	M ₄₋₅ KN.m	M ₅₋₆ KN.m	M ₆₋₇ KN.m
ELU	129,46	118,64	92,20	92,20	118,64	129,46
ELS	98,22	90,02	69,71	69,71	90,02	98,22

Tableau VII.7-Moments en travée dans la nervure (sens transversal)

b-Calcul du ferrailage des nervures :

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU} \begin{cases} (X-X) & : M_t = 198,90 \text{ KN.m} , M_a = 360,521 \text{ KN.m} \\ (Y-Y) & : M_t = 129,46 \text{ KN.m} , M_a = 231,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=50\text{cm} \quad d=75 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2\text{MPa} \quad \sigma_s=348\text{MPa}$$

		M _u (KN.m)	μ_b	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	CHOIX	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
SENS X-X	APPUI	360,51	0,09	SSA	0.953	14.49	8HA16	16.08	12
	TRAVEE	198,90	0,05	SSA	0.974	7.82	8HA14	12.32	12
SENS Y-Y	APPUI	231,44	0,058	SSA	0.970	9.14	8HA14	12.32	12
	TRAVEE	129,46	0,032	SSA	0.984	5.04	8HA14	12.32	12

c)Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_e} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

 **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66\text{mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20 ; 16.8\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.00 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 437.82 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{437,82 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

d) Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21,25}{16,09} = 1,32$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

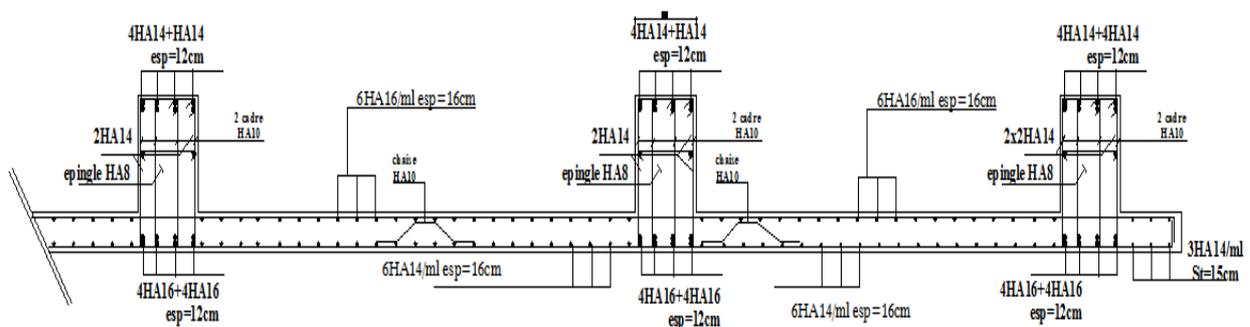
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{198,90}{175,68} = 1,13$$

$$\alpha = 0.0562 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

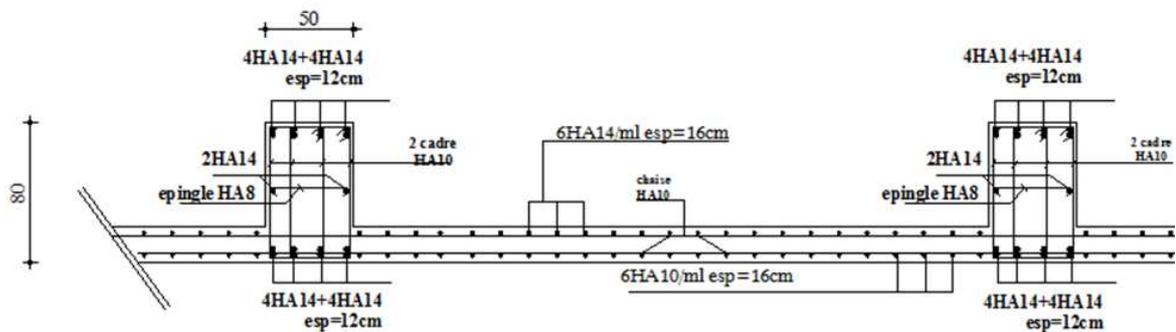
La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\Phi 14$ avec des épingles $\Phi 8$.



Ferrailage du radier général Sens X-X



Ferrailage du radier général Sens Y-Y



CHAPITRE VIII :

Etude du mur

Plaque



CHAPITRE VIII :

Etude du mur

Plaque

Introduction :

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII.1. Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm.

VIII .2. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0, c = 0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H et σ_V

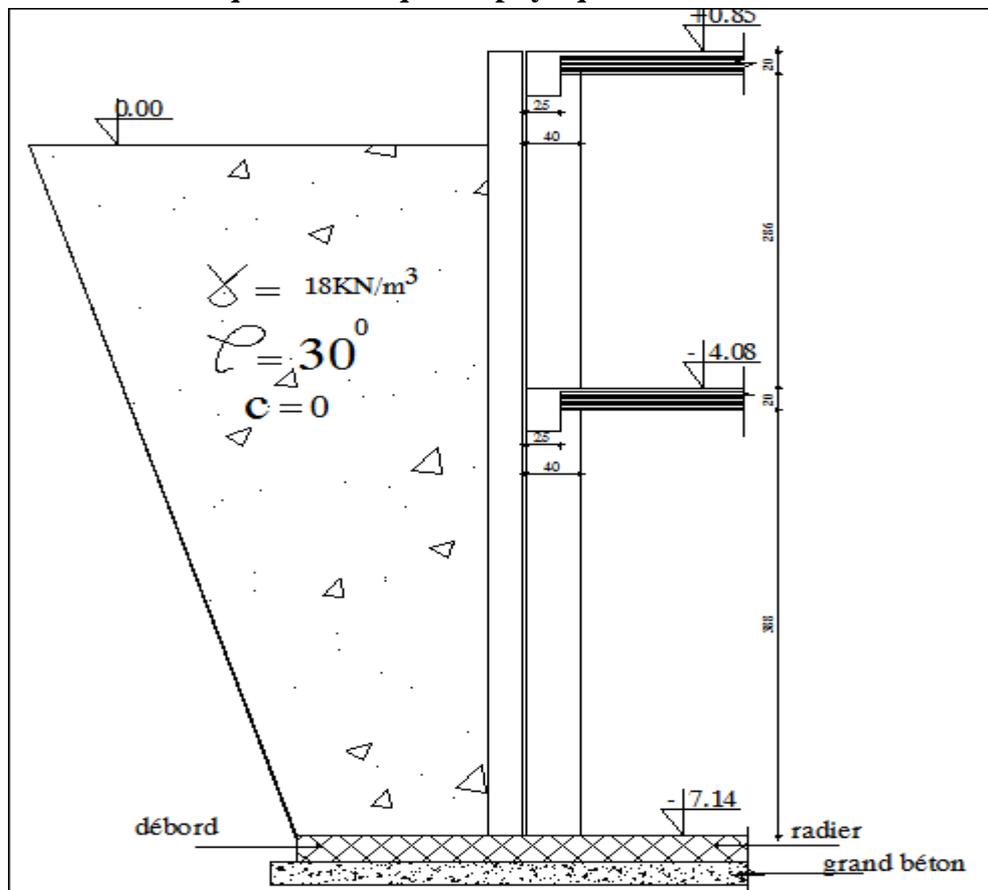
σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VIII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

La contrainte du Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul de K_0 :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) = 0.50$$

➤ **calcul des sollicitations :**

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times (10 \times 0,5) = 7,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

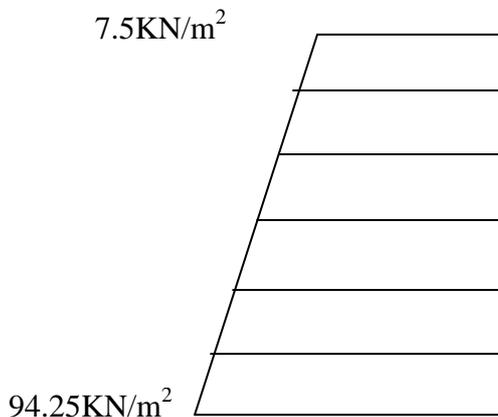
$$h = 7,15 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 7,14 + 1,5 \times 10) = 94,25 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :

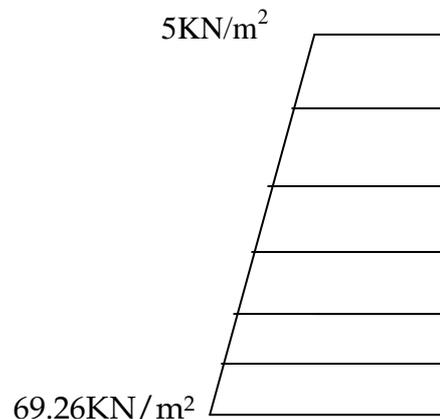
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 7,14 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 7,14) = 69,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$



ELUELS



Diagrammes des contraintes au repos

Charges moyennes au repos:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

➤ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 75.57 \text{KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 53.19 \text{KN/ml}$$

VIII.4. Ferrailage du voile plaque de soutènement :

❖ Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des deux autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

❖ Schémas statiques :

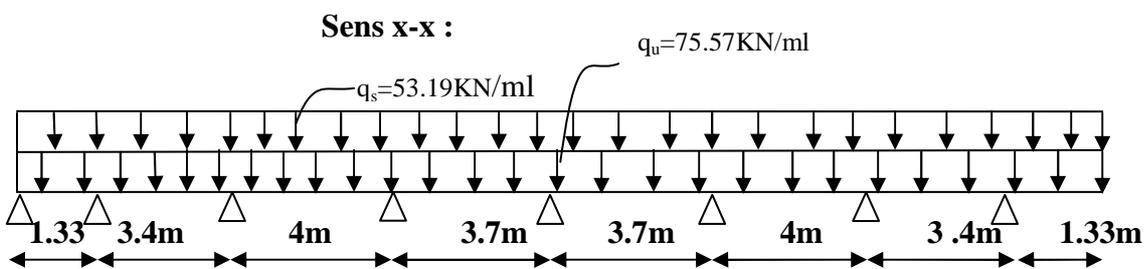
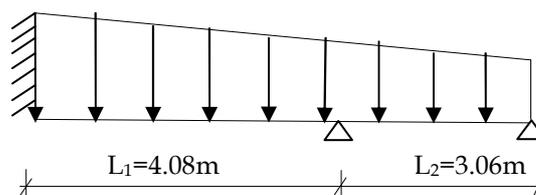


Fig .VIII.2 . Schéma statique de mur plaque dans le sens x-x

- Dans le sens zz :



❖ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS .les résultats sont représentés dans les figures ci-après.

✚ **Dans le sens zz' (ELU) :** armatures verticales.

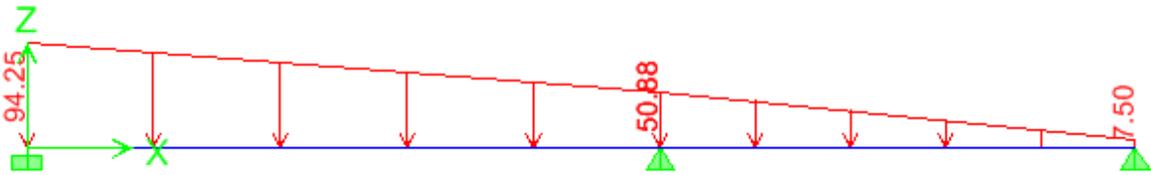


Fig VIII.3:Chargement de mur plaque à L'ELU.

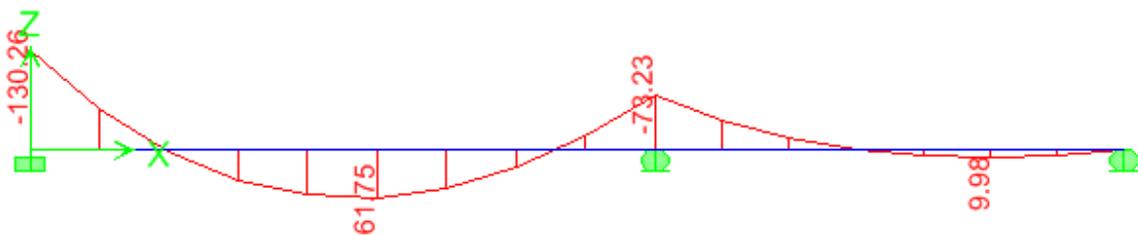


Fig .VIII.4.Diagramme des moments du mur plaque à L'ELU

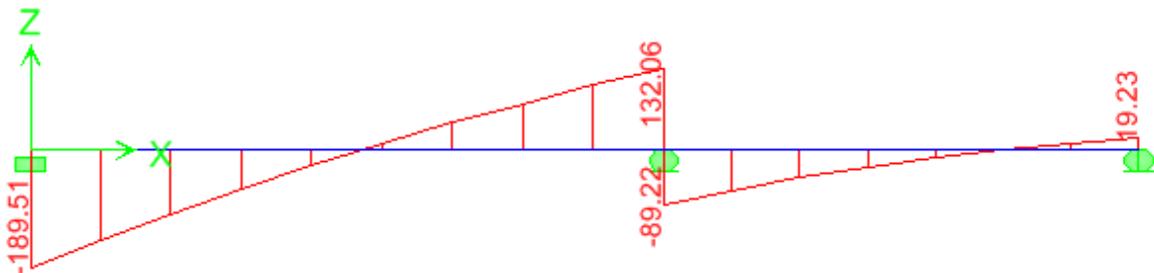


Fig VIII.5.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.

ELS :



Fig VIII.6.chargement du mur plaque à L'ELS.

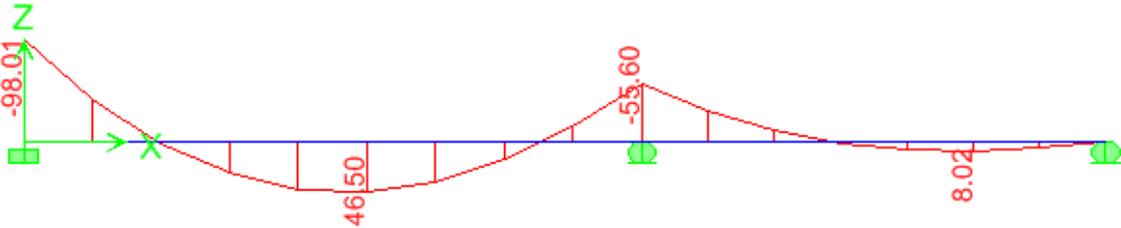


Fig.VIII.7.Diagrammes des moments fléchissants à L'ELS.

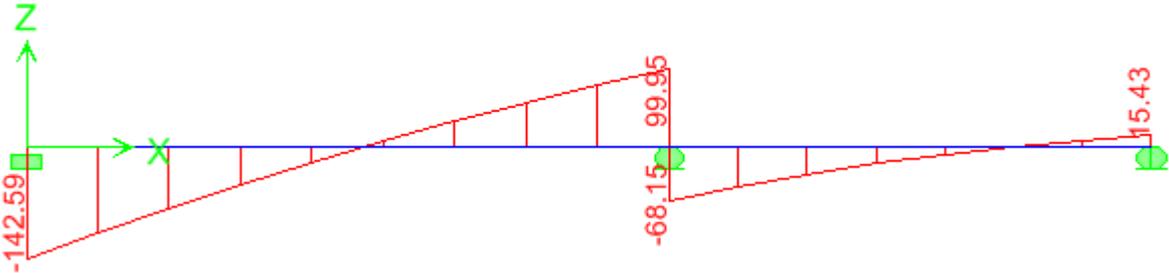


Fig .VIII.8.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS .

✚ Dans le sens xx' (ELU) :Horizontale.



Fig.VIII.9:Chargement de mur plaque à L'ELU.

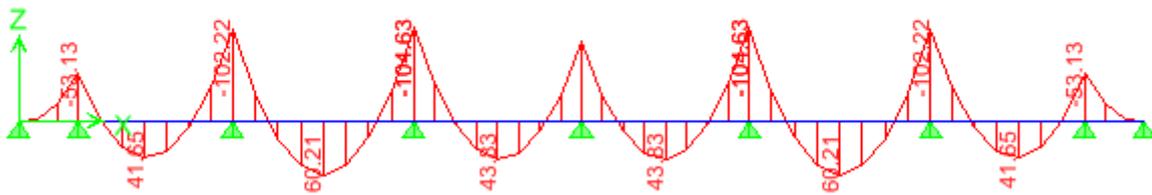


Fig .VIII.10.Diagramme des moments du mur plaque à L'ELU.

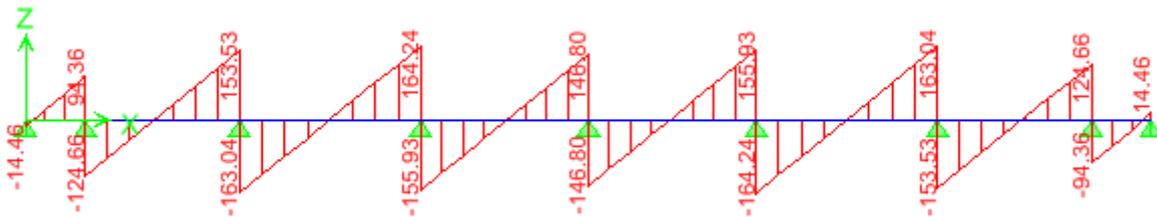


Fig .VIII.11.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELU.

ELS.

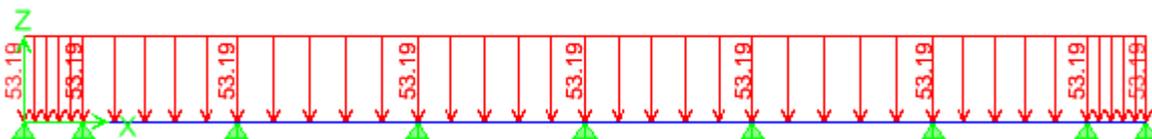


Fig.VIII.12.chargement du mur plaque à L'ELS.

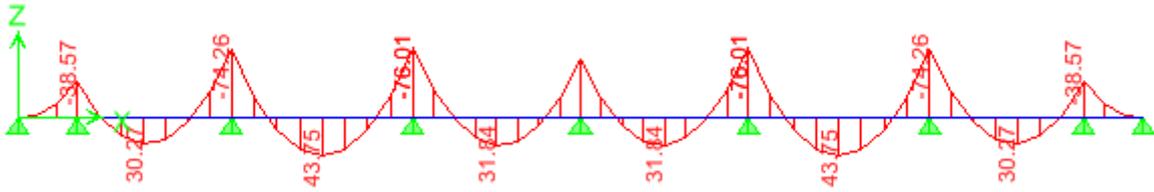


Fig.VIII.13.Diagrammes des moments fléchissants à L'ELS.

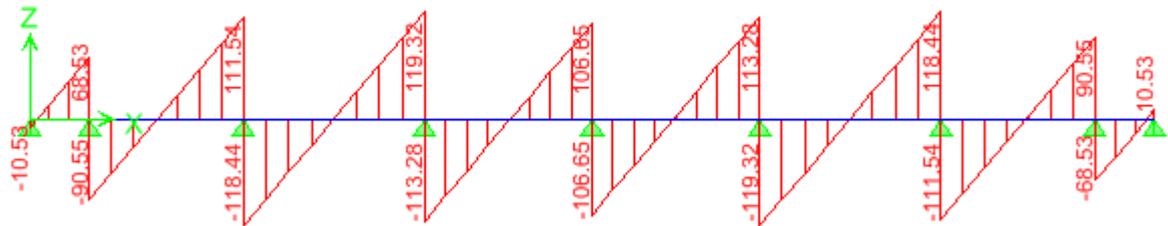


Fig.VIII.14.Diagrammes des efforts tranchants à L'ELS .

VIII.5. Ferrailage à l'ELU

❖ **Les armatures longitudinale:**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée

Calcul des sections d'armatures :

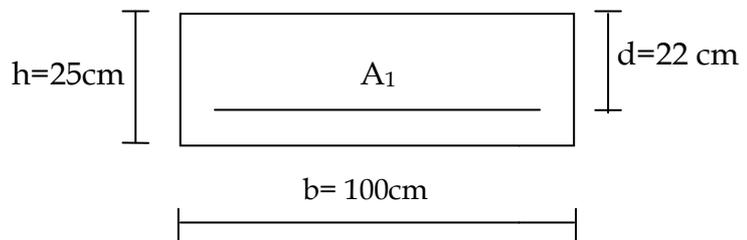


Fig .III.15.une section rectangulaire d'une bande de 1ml

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25cm).

🚩 **Armature dans le sens x-x :(Horizontale)**

$M_{max}=104.63KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{104.63 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,152 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_1 = 0,152 \Rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{104.63 \times 10}{348 \times 220 \times 0.917} = 14.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour **8HA16=16.08 cm²/ml** ; avec **St= 12 cm**.

 **Armature dans le sens z-z :(Verticale)**

$$M_{\max} = 130.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{yy'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{130.26 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,189 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,189 \Rightarrow \beta = 0.895$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{130.26 \times 10}{348 \times 220 \times 0.895} = 19.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour **10HA16=20.1cm²/ml** ; avec **St= 10 cm**.

Remarque :

On a opté le même ferrailage pour les travées et les appuis.

VIII.6.Vérification à l'ELU :

a)Espacement des armatures :

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

Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx' St=12 cm < 33 cmCondition vérifiée

Dans le sens zz' st=10 cm < 33 cm.....Condition vérifiée.

b)Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

❖ Dans le sens xx' :

$$A_{\text{ad}} = 16,08 \text{ cm}^2 > 2,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Dans le sens zz'

$$A_{\text{ad}} = 20,01 \text{ cm}^2 > 2,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

c) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

❖ Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations préjudiciables : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa.}$

❖ Calcul de τ_u^{\max} :

$$V_{\max} = 189,51 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{189,51 \times 10^3}{1000 \times 220} \quad ; \quad \text{Donc :} \quad \tau_u = \underline{\underline{0,86 \text{ Mpa.}}}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Entraînement des barres : (Art.A.6.1.3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

τ_{se} :

Calcul de

❖ Dans le sens xx' : $V_{\max} = 164.24 \text{ KN}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 16 = 401.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{164.24 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 401.92} ; \quad \underline{\text{Donc}} : \tau_{se} = \underline{\underline{2.06 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres } \checkmark$$

❖ Dans le sens zz' : $V_{\max} = 189.51 \text{ KN}$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 10 \times 16 = 502.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{189.51 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 502.4} ; \quad \underline{\text{Donc}} : \tau_{se} = \underline{\underline{1.90 \text{ Mpa.}}}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

VIII.7.Vérification à l'ELS :

- **Vérifications des contraintes (BAEL 91/Art.A.4.5.2)**

Si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

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

Sens x-x:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{76.01 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{104,63}{75,91} = 1,37$$

$$\alpha = 0,14 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens z-z:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{98,01 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,142$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,188$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{130,26}{98,01} = 1,33$$

$$\alpha = 0,188 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b \cdot d} < 4,2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

A_s : Section adoptée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

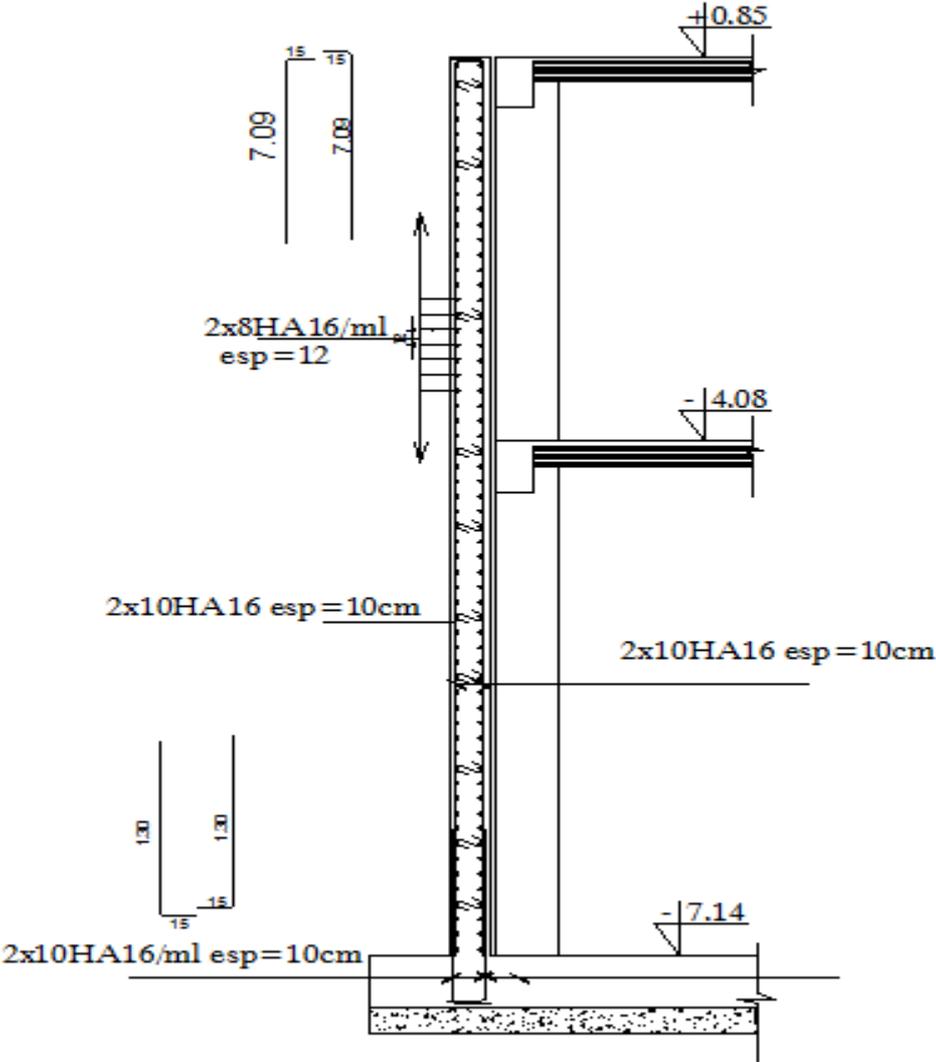
$$\frac{h}{L} = \frac{25}{246} = 0,102 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s f_e}{b \cdot d} = \frac{20 \cdot 1 \cdot 40}{100 \cdot 22} = 0,36 < 4,2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{98,01}{10 \cdot 71,29} = 0,14$$

$$< 0,25 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion : La vérification de la flèche n'est pas indispensable.



Ferrailage du mur plaque .

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas en l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet, les logiciels de ferrailage.

Nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisation du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Concernant la disposition des voiles nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.



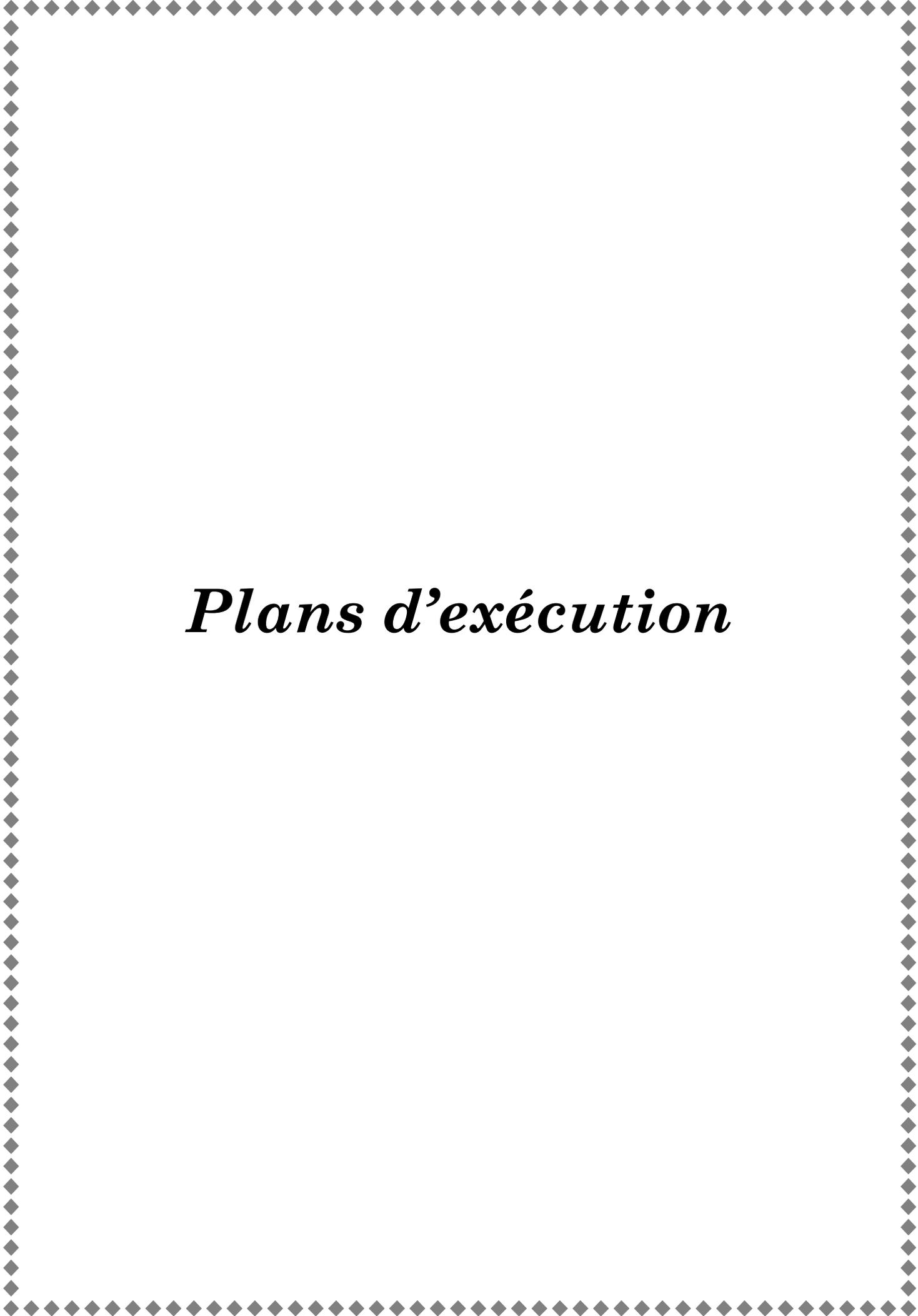
BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

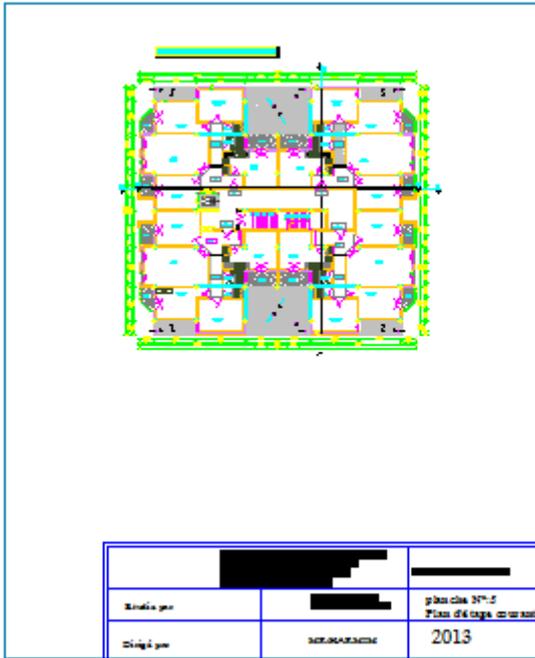
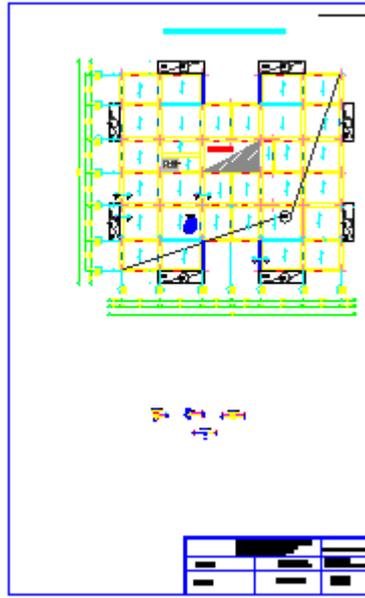
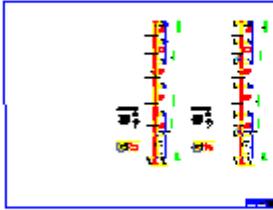
- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

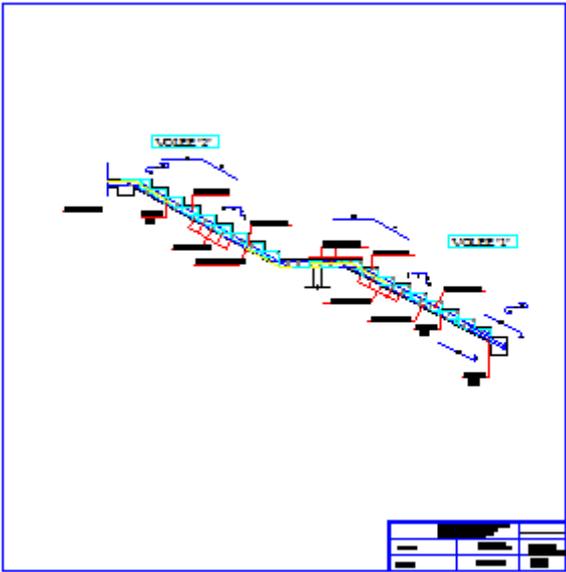
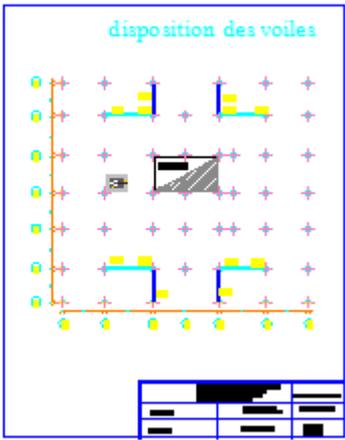
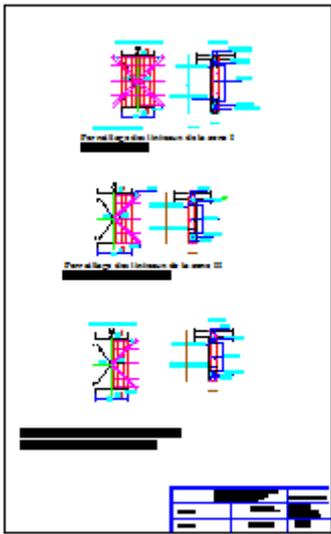
Ouvrages :

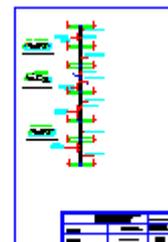
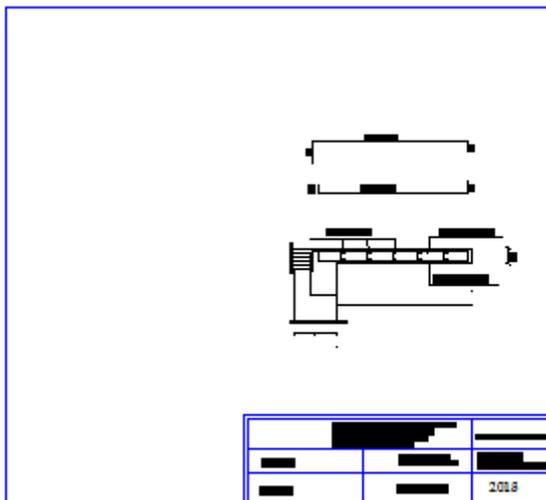
- Calcul des ouvrages en béton armé- M.BELAZOUGUI.
- Construire parasismique-Milan ZACEK.
- Conception et calcul des structures de bâtiment-Henry THONIER.
- Formulaire du béton armé T1 et T2-Victor DAVIDOVICI.
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard-Barres/édition Dunod.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.



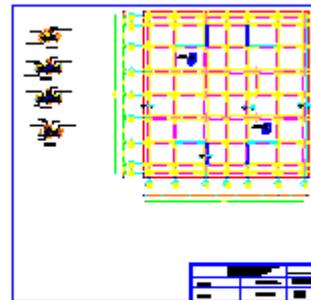
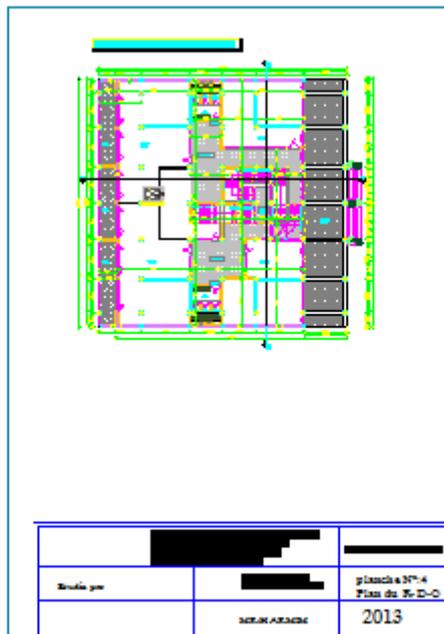
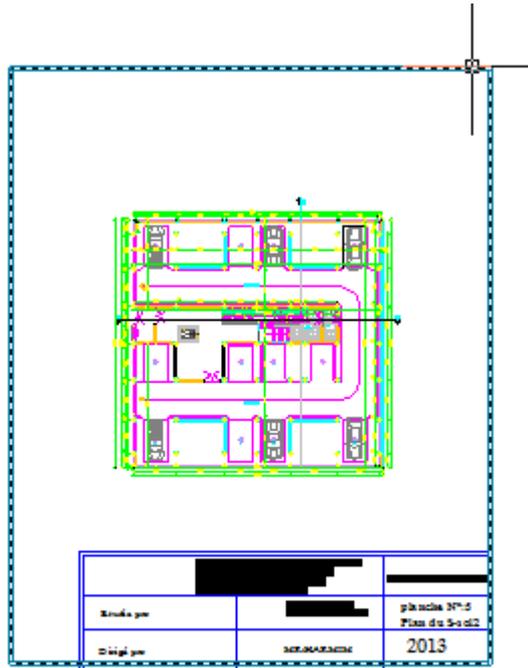
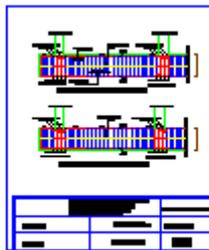
Plans d'exécution

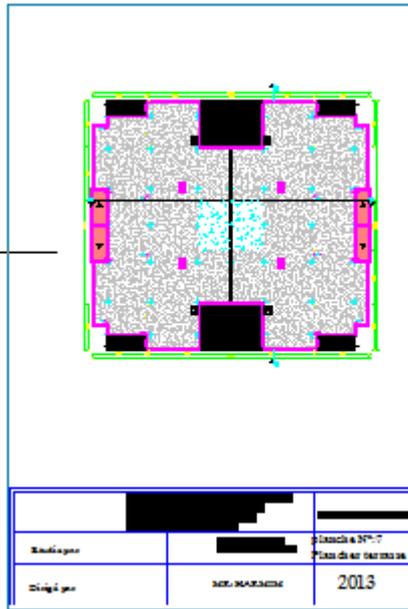
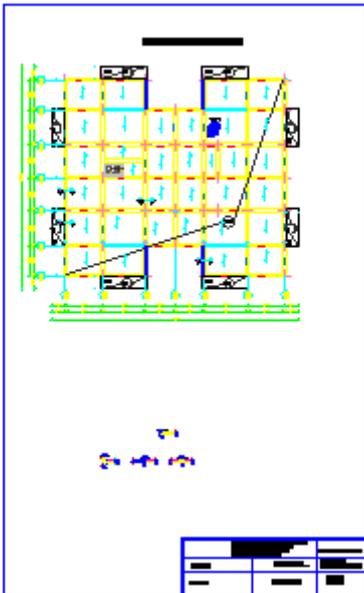
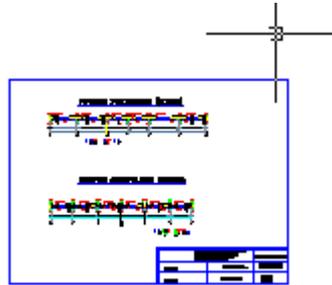
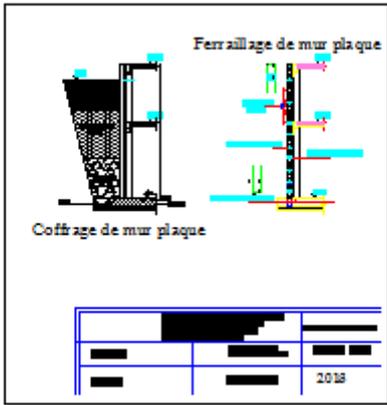




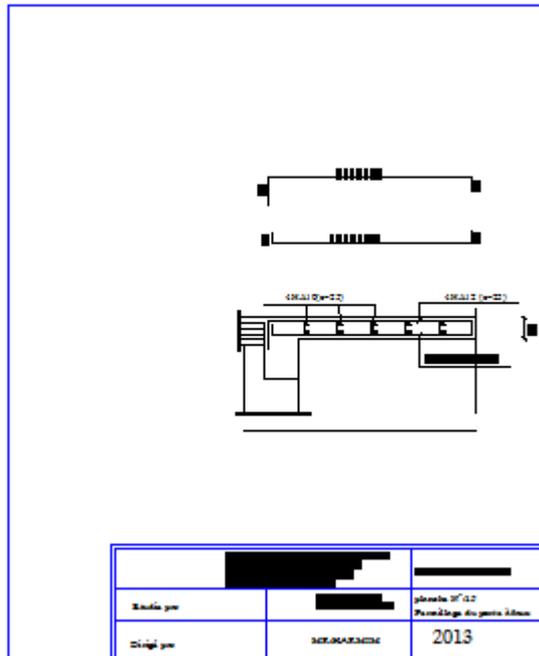
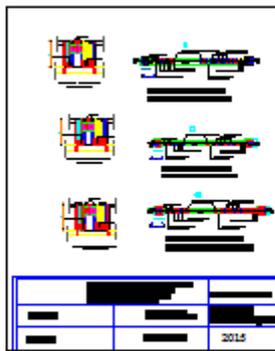
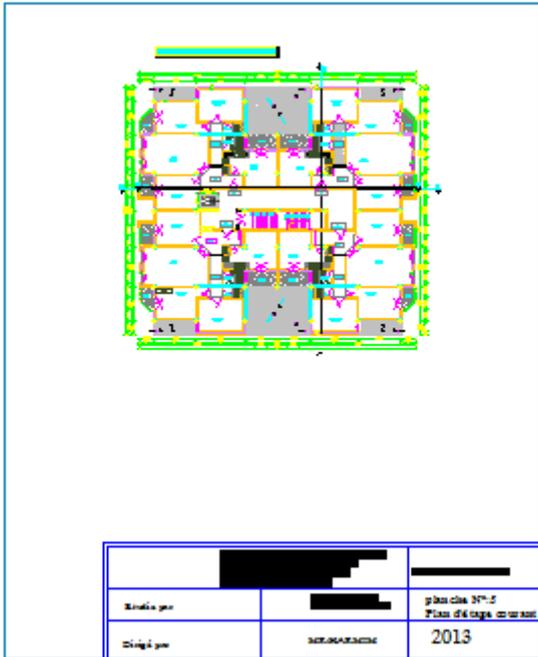


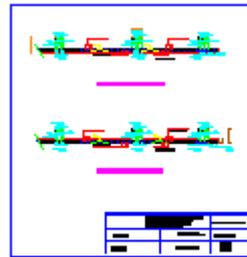
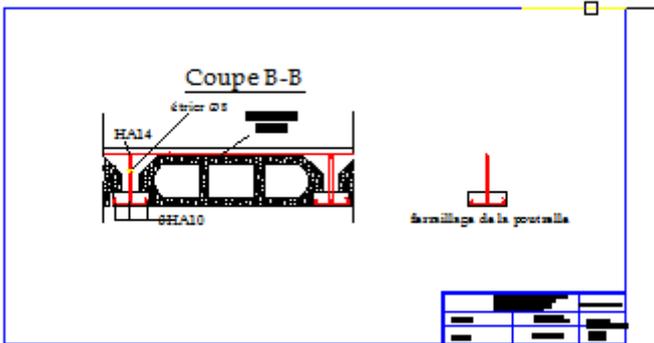
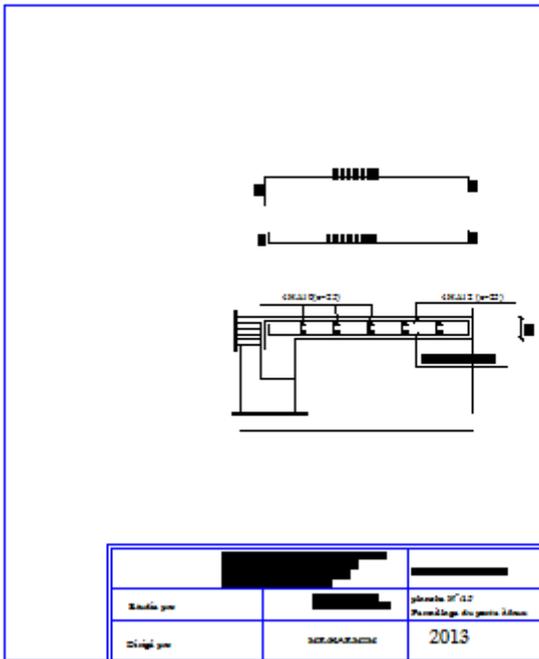
□

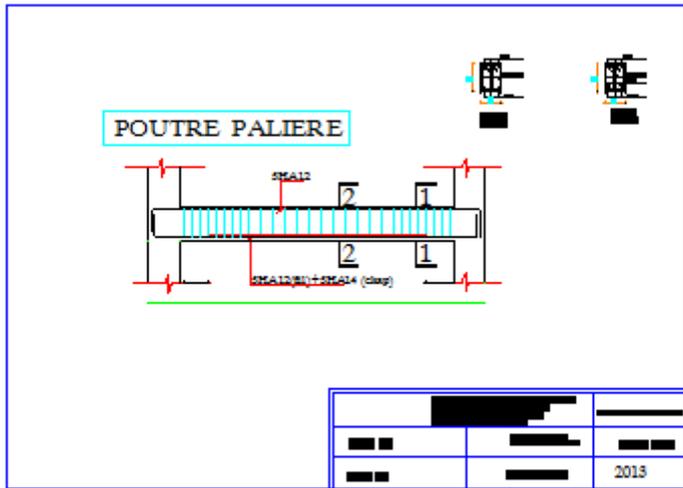
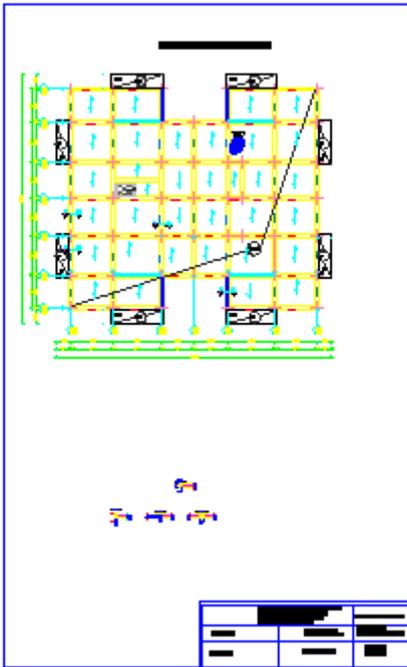




□







Introduction :

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

IX .A. L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- * Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

IX.A.1. PRINCIPE DE CALCUL :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

IX.A.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

La hauteur : $h=60\text{cm}$; l'épaisseur : $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage : $c=c'=2\text{cm}$; la surface : $0,0685\text{cm}^2$

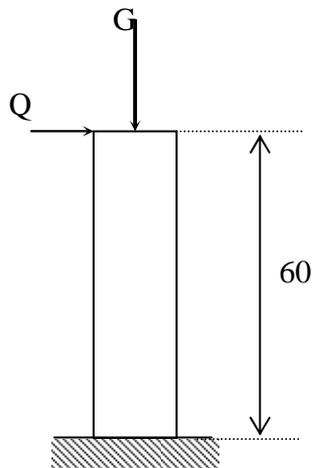


Fig IX.A.1 : Schéma statique

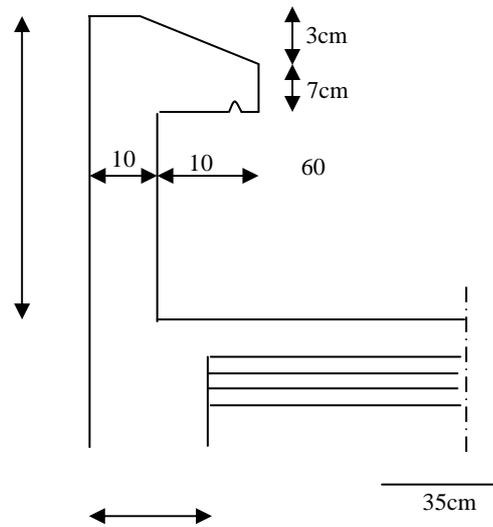


Fig IX.A.2 : Coupe verticale de l'acrotère

IX.A.3. Calcul des sollicitations :

• Le chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1.713 \text{ kN / ml}$

ρ_b : Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

• Calcul des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times 1 \text{ m (de largeur)}$.

$N = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ kN}$.

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ kN}$.

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

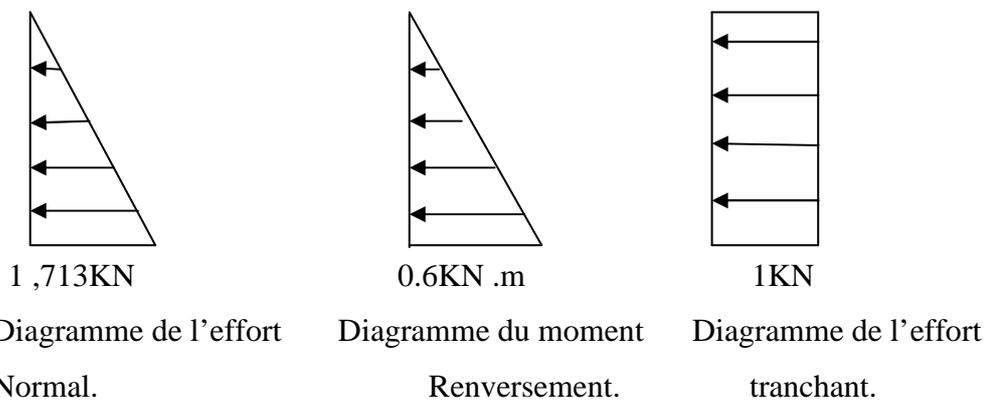


Fig IX.A.3 : Diagramme des efforts internes

IX.A.4. Les combinaisons de charges :

a) **ELU** : La combinaison de charge à considérer est : $1.35G+1.5Q$

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.713 = 2.313 \text{ KN .}$$

$$T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN .m}$$

b) **ELS** : La combinaison de charge à considérer est : $G+Q$

$$N_s = N = 1.713 \text{ KN .}$$

$$T_s = T = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

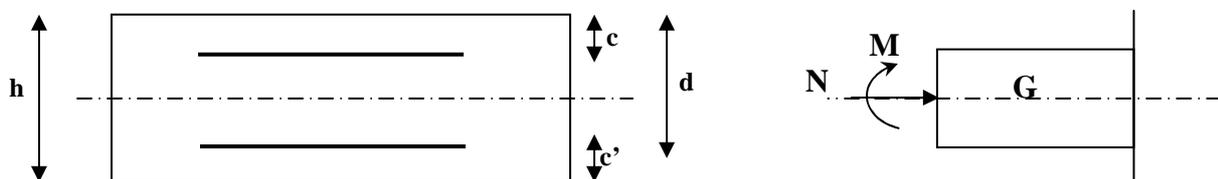
IX.A.5. Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

☞ **Remarque :**

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

Le ferrailage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10\text{cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: hauteur utile.

M_f = moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Annexe

IX.A.6. Calcul à L'ELU :

a)- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,39m = 40cm$$

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

Avec :

M_u : Moment dus à la compression ;

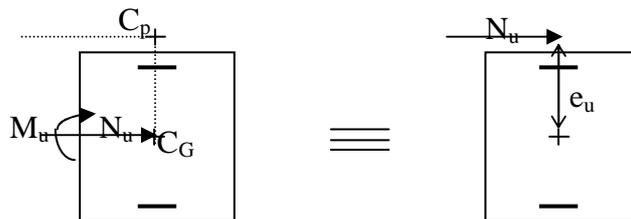
N_u : Effort de compression.

e_u : Excentricité.

a : Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues.

Donc : $e_u > a$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).



b)- Calcul en flexion simple :

✓ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,313 \times (0,03) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,97 \text{ KN m}$$

✓ Moment réduit:

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9945$$

Annexe

Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,9945 \times 8 \times \frac{400}{1,15}} = 0,350 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section des armatures réelles:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,350 - \frac{2,313}{34,8} = 0,284 \text{ cm}^2$$

IX.A.7. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91,CBA93)

$$A_{\min} \leq A$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A = 0,284 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

•Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Vérification au cisaillement : (ART : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 8} = 0,0187 \text{ MPa}$$

Annexe

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée ;

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres : (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93) .

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{somme de périmètres utiles de barres.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement droit : (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$L_s = 40 \Phi \quad \{\text{pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \quad \text{pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400 $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{cm}$.

IX.A.8. Vérification à l'ELS.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

-La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

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

•Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, \max(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

$$\text{Avec : } n : \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} n=1,6 & \text{pour les HA} \\ n=1 & \text{pour les RL} \end{cases}$$

dans notre cas : $n=1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266,66; , \max(200; 201,63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,9205 \times 8 \times 2,01} = 46,33 \text{MPa}$$

Annexe

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 46.33 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

•Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-B) = 3(1-0.9205) = 0.239$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.239}{15(1-0.239)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.021 \times 46.33 = 0.973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.973 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

IX.A.9. Vérification de l'acrotère au séisme : Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

A : coefficient de zone, dans notre cas (Zone II_a, groupe d'usage 2)

$$A = 0.15 \quad (\text{ART4 .2.3tab4-1})$$

C_p : Facteur de force horizontale : C_p = 0,8.

W_p : Poids de l'acrotère = 1,713 kN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion : Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

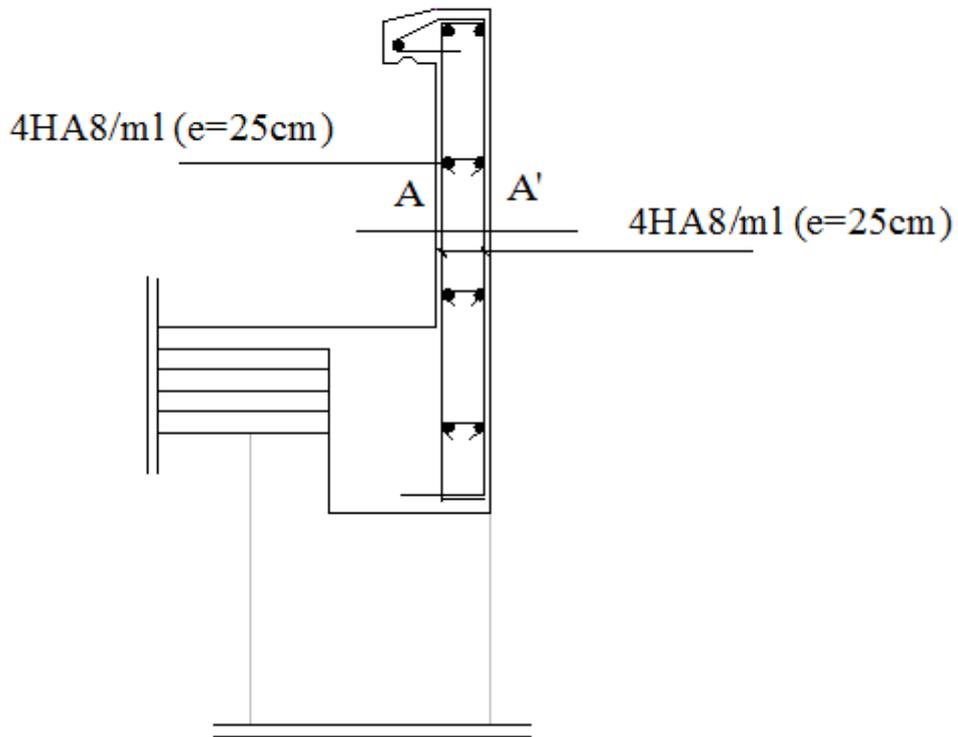


Fig.IX .A.4 :Coupe en élévation.

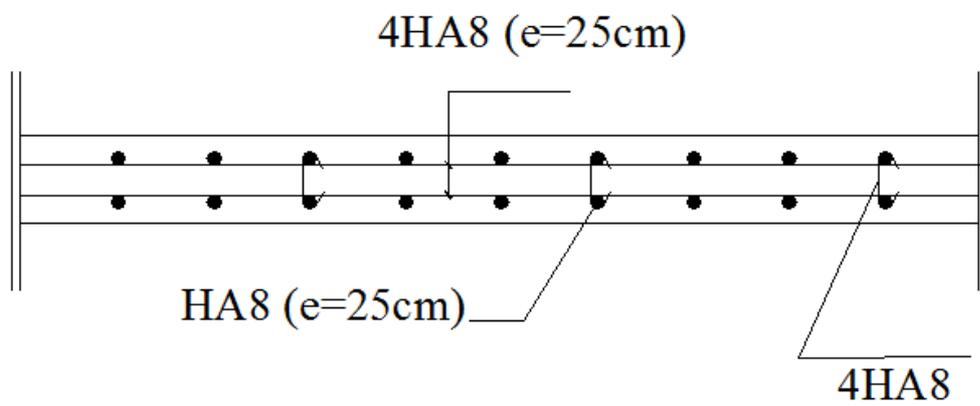


Fig.A.5 :Coupe AA.

IX.B. PLANCHERS.

Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles.
- ❖ Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ❖ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

IX.B.1-Dalle de compression :

Epaisseur **ep=4cm**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520.pour le BAEL91 (Art.B.6.8.423),CBA93.

$\emptyset \leq 6\text{mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

- **Calcul des armatures :**

- ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_c}$$

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

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

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

- ❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

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

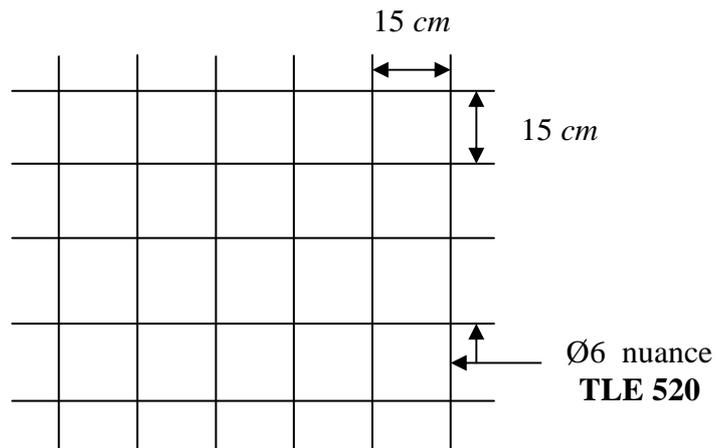
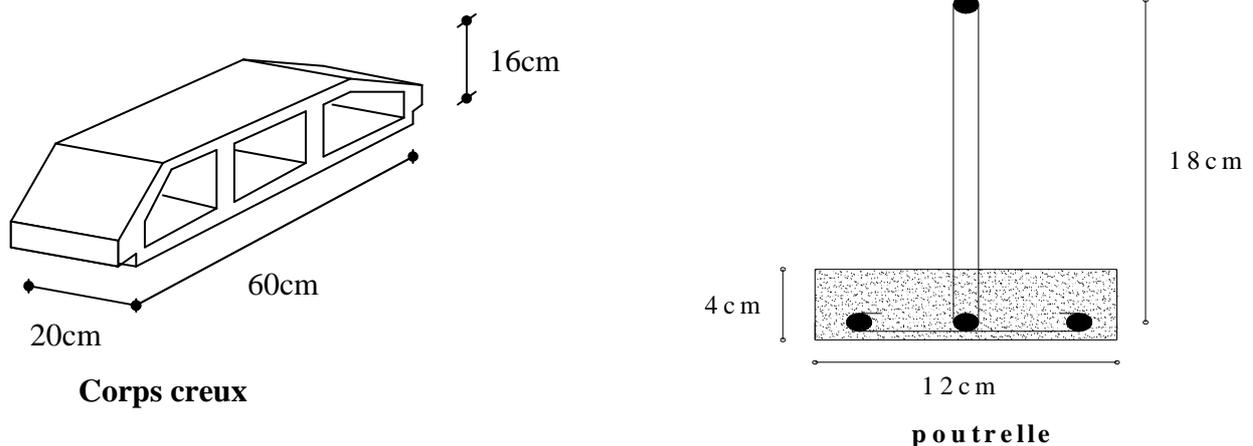


Fig.B.1 :Treillie soudées de 15x15cm²



IX.B.2 – Etude des poutrelles :

Dans notre bâtiment les poutrelles à étudier sont :

- 1) Poutrelles des planchers à six travées.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

❖ **1^{ère} étape** : avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes** :

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

Annexe

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

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

• **Charges d'exploitation (surcharge) :**

-Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.00)^2}{8} = 5.00 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2.5 \times 4.00}{2} = 5.00 \text{ KN.}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

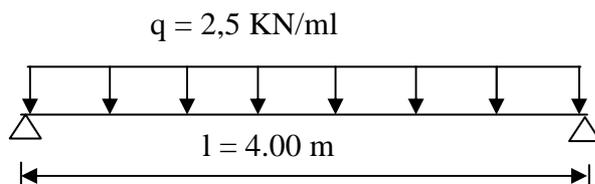


Figure .IX.B.2 : Schéma statique de la travée poutrelle.

• **Calcul des armatures :**

✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.00 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.34$$

$$\mu_b = 7.34 > 0.392$$

⇒ Donc notre Section est doublement armée

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

2^{ème} étape : Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions :(BAEL .Art A.4.1.3), CBA93.

• **Largeur de la table (b) :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

Annexe

$2b_1$: Les débords

$b_0=12$ cm, base de la nervure

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

$h =20$ cm

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles voisines.

$$L_0=65-12=53\text{cm}$$

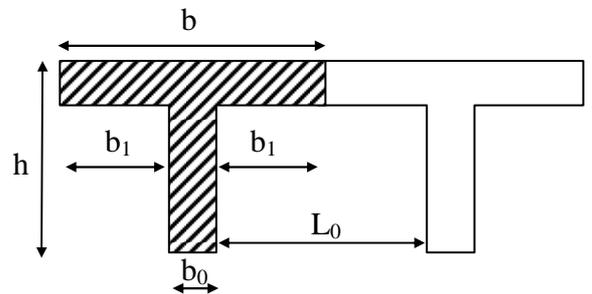


Fig.IX.B.3 : Construction de la section en T

L : largeur de la plus grande travée

$$L= 4.00 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{40, 26.5, 32\} = 26.5\text{cm}$$

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

a) Détermination des charges revenant à la poutre (P) :

- Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

- Charges exploitation Q:

$$Q=Q_p \times b= 4 \times 0.65 =2.6 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons des charges :

$$\text{ELU: } q_u= 1.35G+1.5Q=1.35 \times 3.38+1.5 \times 2.6$$

$$q_u=8.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s=G+Q=3.38+2.6$$

$$q_s=5.98 \text{ KN/ml}$$

b) Choix de la méthode:

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

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes trois moments.

• Calcul des moments et des efforts tranchants :

- ✓ Méthode de calcul : 1^{er} choix

Méthode forfaitaire

- ✓ Domaine d'application :

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{ 2 \times G ; 5 \text{KN/ml} \}$$

$$Q = 2.6 \text{KN/ml} \leq \max \{ 2 \times 3.38 = 6.76 \text{KN/ml} ; 5 \text{KN/m} \} \text{ condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable.

Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections —► **La condition est vérifiée.**

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

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

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.0}{3.70} = 1.08 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.70}{3.70} = 1 < 1,25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.7}{4.0} = 0.93 < 1,25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$0,8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.0}{3.4} = 1.1 < 1,25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La condition est vérifiée.**

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

- Principe de la méthode : (BAEL91_modifie 99 J.P Mougins art 3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

Annexe

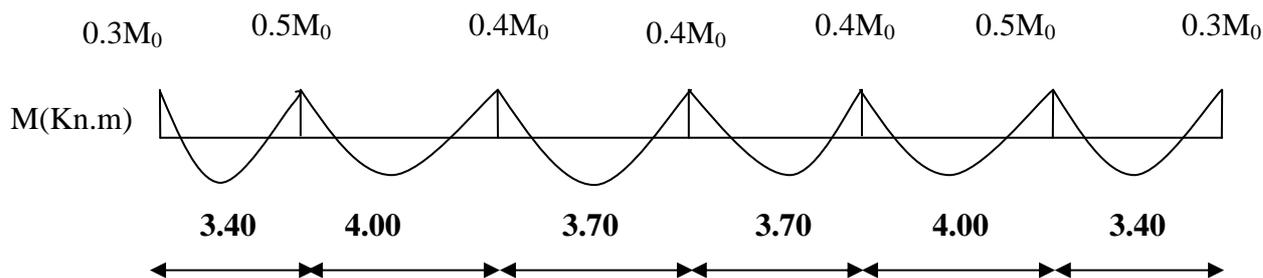


Fig IX.B.4 : Diagramme des moments

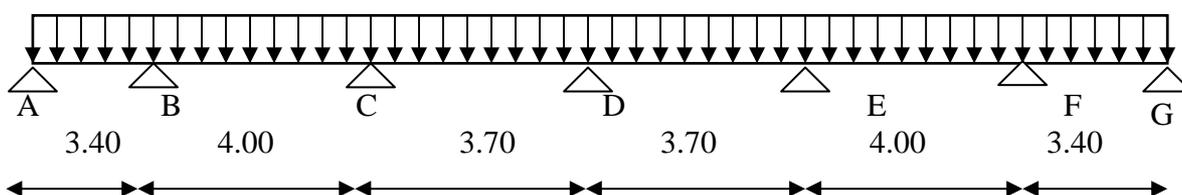


Fig IX.B.5 : Schéma statique de la poutrelle

▪ Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées est : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$ dont L : est la longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

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

- **0,6 M_0** pour une poutre à deux travées.
- **0,5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4 M_0** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de **$M_a = 0,3 M_0$** .

▪ **Application de la méthode :**

Combinaisons de charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 2.6$$

$$q_u = 8.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.38 + 2.6$$

$$q_s = 5.98 \text{ KN/ml}$$

a) **Calcul du rapport des charges α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.20} = 0,435$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha=1.131 \\ (1+0.3\alpha)/2=0.565 \\ (1.2+0.2\alpha)/2=0.665 \end{array} \right.$$

b) **Calcul des moments statiques :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{01} = M_{06} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8.46 \times 3.4^2}{8} = 12.23 \text{ KN.m} \\ M_{02} = M_{05} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8.46 \times 4^2}{8} = 16.93 \text{ KN.m} \\ M_{03} = M_{04} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8.46 \times 3.7^2}{8} = 14.48 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

c) **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_A = M_G = 0,3 M_{01} = 3.67 \text{ KN.m} \\ M_B = M_F = 0,5 M_{02} = 8.46 \text{ KN.m} \\ M_C = M_E = 0,4 M_{03} = 6.77 \text{ KN.m} \\ M_D = 0,4 M_{04} = 5.80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

d) **Calcul des moments fléchissant en travées :**

la travée AB (de rive) :

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$$

Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,131 > 1,05 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$M_{t_{AB}} \geq (1,131 \times M_0) - \left(\frac{3.67 + 8.47}{2} \right) = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{A,R}} \geq 0.665 M_0$$

$$M_{t_{A,R}} \geq 0.665 \times 12.23 = 8.13 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{A,R}} = 8.13 \text{ KN.m}$

✚ la travée BC :

$$M_{t_{BC}} \geq (1.131 \times 16.93) - \left(\frac{8.47 + 6.77}{2} \right) = 11.53 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{BC}} \geq 0.565 M_0$$

$$M_{t_{BC}} \geq 0.565 \times 16.93 = 9.56 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{BC}} = 11.53 \text{ KN.m}$

✚ la travée CD :

$$M_{t_{CD}} \geq (1.131 \times 14.48) - \left(\frac{6.77 + 6.80}{2} \right) = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{CD}} \geq 0.565 M_0$$

$$M_{t_{CD}} \geq 0.565 \times 14.48 = 8.18 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{CD}} = 10.09 \text{ KN.m}$

✚ la travée DE :

$$M_{t_{DE}} \geq (1.131 \times 14.48) - \left(\frac{6.80 + 6.77}{2} \right) = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{DE}} \geq 0.565 M_0$$

$$M_{t_{DE}} \geq 0.565 \times 14.48 = 8.18 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{DE}} = 10.09 \text{ KN.m}$

✚ la travée EF :

$$M_{t_{EF}} \geq (1.131 \times 16.93) - \left(\frac{6.77 + 8.47}{2} \right) = 11.53 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{EF}} \geq 0.565 M_0$$

$$M_{t_{EF}} \geq 0.565 \times 16.93 = 9.56 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{EF}} = 11.53 \text{ KN.m}$

✚ la travée FG :

$$M_{t_{FG}} \geq (1.131 \times 12.22) - \left(\frac{8.47 + 9.67}{2} \right) = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{t_{FG}} \geq 0.665 M_0$$

$$M_{t_{FG}} \geq 0.665 \times 12.22 = 8.13 \text{ KN.m}$$

On prend $M_{t_{FG}} = 8.13 \text{ KN.m}$

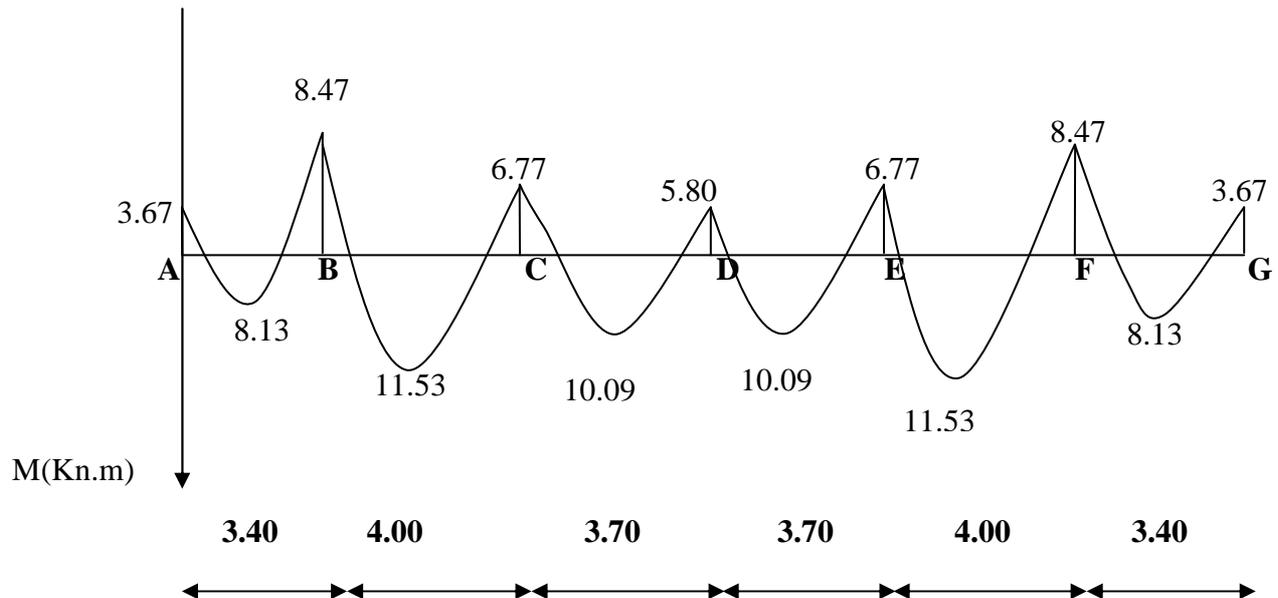


Fig.IX.B.6 : Diagramme des moments fléchissant.

e) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

✚ Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8.463 \times 3.4}{2} + \frac{(-8.47) - (-3.67)}{3.4} = 15.80 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8.463 \times 3.40}{2} + \frac{(-8.47) - (-3.67)}{3.4} = -12.98 \text{ KN}$$

✚ Travée BC :

$$T_B = \frac{8.463 \times 4}{2} + \frac{(-6.77) - (-8.47)}{4} = 17.35 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{8.463 \times 4}{2} + \frac{(-6.77) - (-8.47)}{4} = -16.50 \text{ KN}$$

✚ Travée CD :

$$T_C = \frac{8.463 \times 3.70}{2} + \frac{(-5.80) - (-6.77)}{3.7} = 15.91 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8.463 \times 3.70}{2} + \frac{(-5.80) - (-6.77)}{3.70} = -15.40 \text{ KN.}$$

Annexe

Les autres résultats sont présents dans le tableau suivant :

travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
M_w	-3.67	-8.47	-6.77	-5.80	-6.77	-8.47
M_e	-8.47	-6.77	-5.80	-6.77	-8.47	-3.67
T_w	12.98	17.35	15.91	15.40	16.50	15.80
T_e	-15.80	-16.50	-15.40	-15.91	-17.35	-12.98

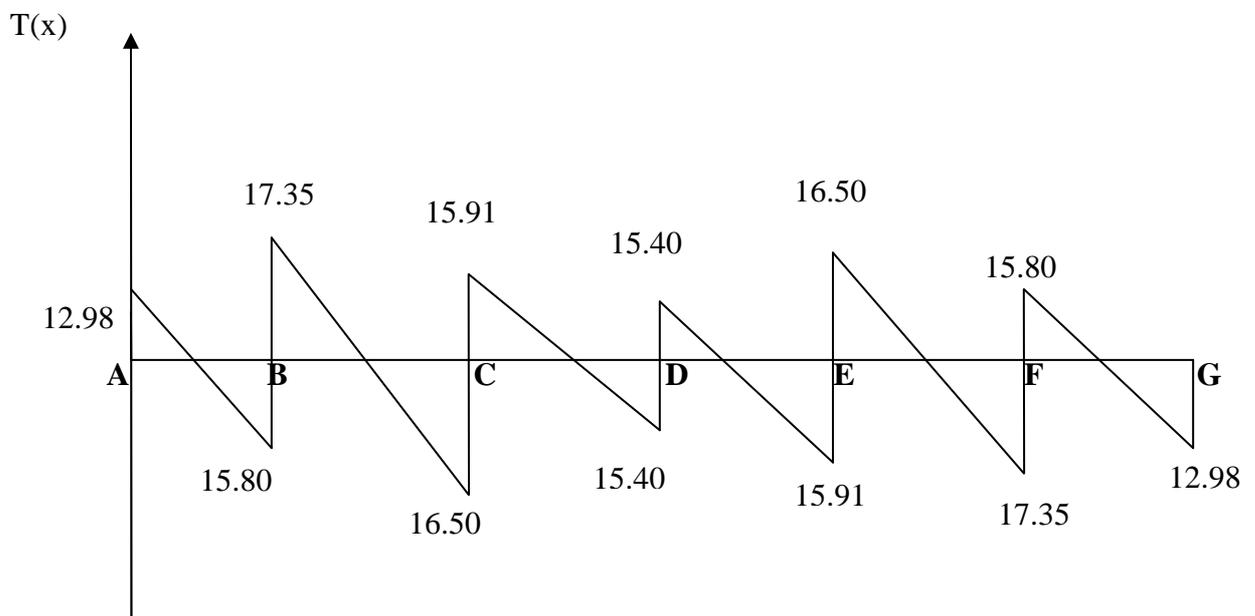


Fig.IX.B.7 : Diagramme des efforts tranchants

N.B :

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

$$M_{t \max} = 11.53 \text{ KN.m et } M_{a \max} = 8.47 \text{ KN.m}$$

Annexe

IX.B.3. Calcul des armatures :

➤ Calcul à l'ELU :

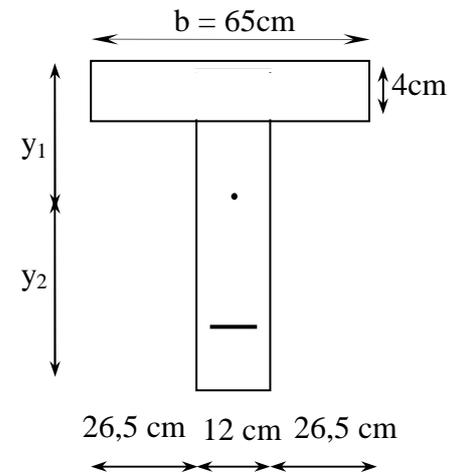
Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis

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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{tmax}} = 11,53 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).



➤ Calcul des armatures longitudinales

• En travée :

$$\mu = \frac{M_{\text{tmax}}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,53}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,04 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_{\text{tmax}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,53 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1,878 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis : la section est de poutrelle qui sera calculé est de : (12x20)

$$M_a^{\text{max}} = 8,47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{amax}}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{8,47}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,153$$

$$\mu = 0,153 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,153 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9165$$

$$A_a = \frac{M_{\text{amax}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{8,47 \times 10^3}{0,9165 \times 18 \times 348} = 1,475 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2$.

➤ **Armatures transversales :**

• **Diamètre armatures transversales :** (Art A.7.2 / BAEL91)

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

$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{20}{35}; 1,4; \frac{12}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 0.57 \text{ cm};$ soit : $\varphi_t = 6 \text{ mm}$. On choisit un cadre $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ avec $A_t = 1HA8 = 0.50 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage minimum des armatures transversales :** (Art 5.1.22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b s_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$A_t \text{ adopté} > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \checkmark$

• **Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$s_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : (Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

Annexe

$$S_t = \frac{0.50 \times 0,9 \times 4 \times 00}{(0.803 - 0,3 \times 2.1) \times 1.15 \times 12} = 75.63 \text{ cm} .$$

Soit $S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}\} = \min (16.2 \text{ cm} ; 75.63 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$.

On opte pour **$S_{t_{\max}} = 15 \text{ cm}$** .

IX.B.4- Les vérifications à l'ELU :

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_c = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26$$

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

▪ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.211/BAEL91, CBA 93)

$$T_{u \max} = 17.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.35}{120 \times 180} \times 10^3 = 0.803 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_d, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition est vérifiée

▪ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art.A.5.211/BAEL91 , CBA93).

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum u} = \frac{17.35 \times 10}{0,9 \times 18 \times (1 \times 3.14 \times 1.4)} = 2.43 \text{ MPa}.$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

▪ Ancrage des barres :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49.30 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_c = L_s \times 0,4 = 49.3 \times 0,4 = 19.72 \text{ cm}$

Annexe

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art5.1.313).**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec: $a \leq 0,9d$.

$$T_{\max} = 17.35 \text{Kn} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**
(BAEL 91 A5.1.321, CBA 93).

Lorsque : $T > \frac{M_u}{0,9d}$ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (côté travée)

et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à : $T + \frac{M_u}{0,9d}$

Appui intermédiaire:

$$\left(\frac{M_u}{0,9d} + T_{\max}\right) x \frac{1.15}{f_e} \leq A_{ap}$$

$$\left(\frac{11.53 \times 10^6}{0,9 \times 18} + 17.35\right) x \frac{1.15}{400} = -20.43 \text{cm}^2 \leq A_{ap} = 1.50 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc les armatures calculées sont suffisantes.}$$

IX.B.5. Calcul à L'ELS :

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (**BAEL 91.p.53**)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.98}{8.463} = 0,707$$

- **Les moments en appuis :**

$$M = M_{u \text{ appui}} \times q_s / q_u$$

$$M_A = M_G = -2.60, \text{ KNm}$$

$$M_B = M_F = -6.00 \text{ KNm}$$

$$M_C = M_E = -4.79 \text{ KNm}$$

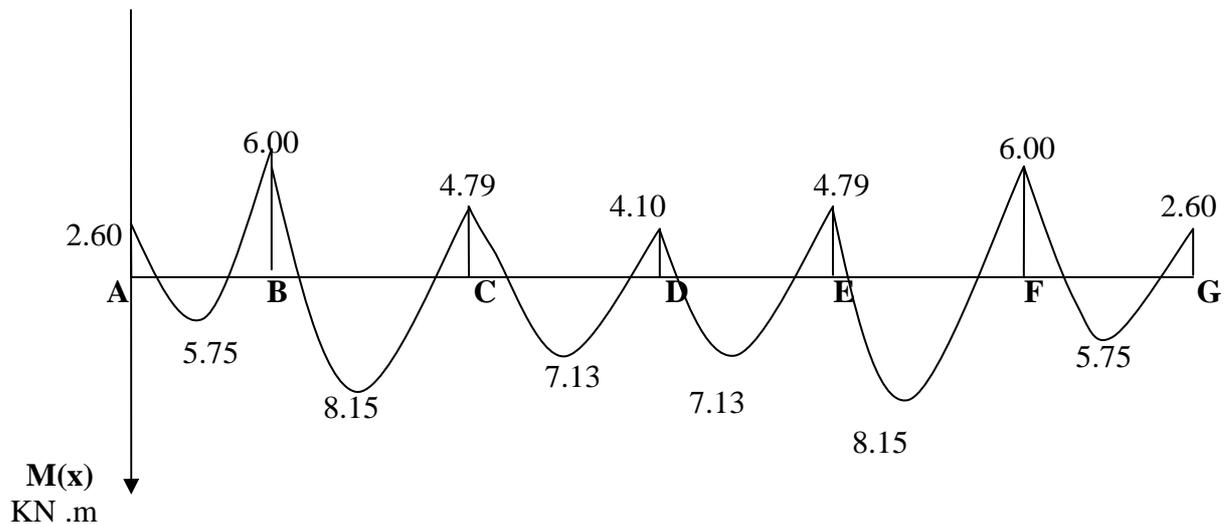
$$M_D = -4.10 \text{ KNm}$$

- **Moments en travée :**

$$M = M_{u \text{ trav}} \times q_s / q_u$$

Annexe

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{(AB)} = Mt_{(FG)} = 5.75 \text{ KNm} \\ Mt_{(BC)} = Mt_{(EF)} = 8.15 \text{ KNm} \\ Mt_{(CD)} = Mt_{(DE)} = 7.13 \text{ KNm} \end{array} \right.$$



FigIX.B.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

▪ **Efforts tranchants :**

$$\text{travée}(AB): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 9.18 \text{ KN} \\ T_e = -11.17 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{travée}(BC): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 12.27 \text{ KN} \\ T_e = -11.67 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{travée}(CD): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 11.25 \text{ KN} \\ T_e = -10.89 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{travée}(DE): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 10.89 \text{ KN} \\ T_e = -11.25 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{travée}(EF): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 11.67 \text{ KN} \\ T_e = -12.26 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\text{travée}(FG): \left\{ \begin{array}{l} T_w = 11.17 \text{ KN} \\ T_e = -9.18 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

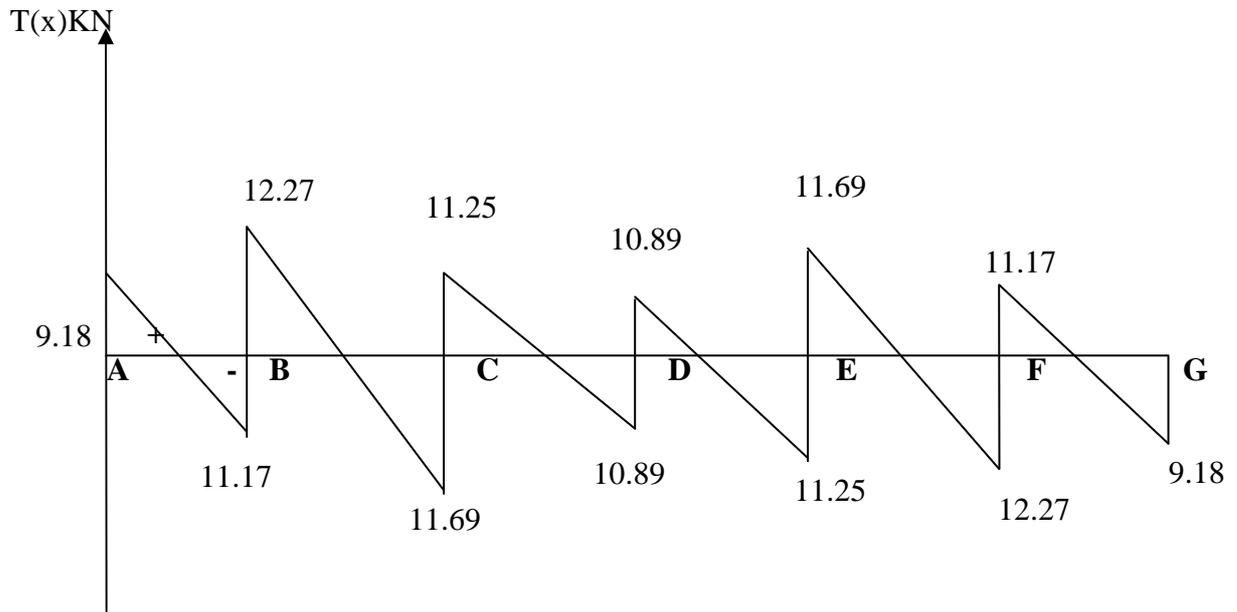


Fig IX.B.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

- **Aux appuis:**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0,713$$

$$\rho = 0,713 \Rightarrow \beta_1 = 0,8775 \quad K = 25.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{6 \times 10^3}{0,8775 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 246.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{246.67}{25.82} = 9,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

$$\rho = 1.088 \Rightarrow \beta_1 = 0.8565 \quad K = 19.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.15 \times 10^3}{0,8565 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 224.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{224.95}{19.84} = 11.35 \text{ MPa}$$

Annexe

$$\sigma_{bc} = 11.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

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

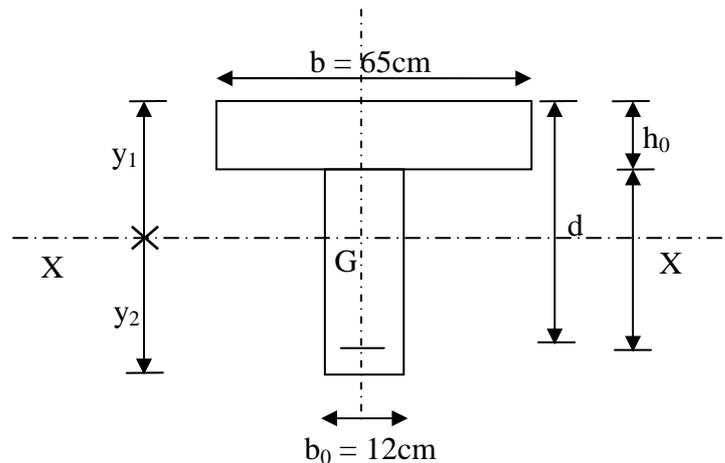
- **Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51 ,CBA 93) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t^S}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \text{ [MPa]}$$



On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.056 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{L} = 0.056 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{8.15}{11.96} = 0.045 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée ;}$$

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche obligatoire

✓ **Calcul de la flèche :** (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

- Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \text{ avec : } E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ , } I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1+0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \text{ et } \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2+3 \frac{b_0}{b})}$$

Où :

M_s : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'E.L.S ;

L : est la longueur de travée, $\rho = A/b_0 d$;

b et b_0 les largeurs de la table de compression et de la nervure ;

Annexe

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$;

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $A = 2,35 \text{ cm}^2$.

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 110818,865 \text{ MPa.}$$

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

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

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

μ : Coefficient d'équivalence acier, béton.

y_1 : Position de l'axe neutre. $y_1 = \frac{S/XX}{B_0}$

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

B_0 : Section du béton.

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$S/XX = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

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

D'où :

$$y_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

Annexe

✓ Calcul du moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7 \cdot 10^3 + 12 \cdot 90^3] + 4 \cdot (65 - 12) \cdot \left[\frac{4^2}{12} + \left(7 \cdot 10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2 \cdot 35 \cdot (12 \cdot 90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.239 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B₀ : Section du béton.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot x \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 : \implies \beta = 0.982$$

✓ Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \cdot 0.011} = 1.49$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{b \cdot x \cdot d} = \frac{M^{ser_t}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.15 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.35} = 196.20 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 196.20 + 2.1} = 0.658 ; 0 \right\} = 0.658$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + 0.4 \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.239}{1 + 0.4 \times 0.658 \times 1.49} = 15804.89 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^S \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{8.15 \times 10^6 \cdot 4000^2}{10 \times 10818865 \times 15804.89 \times 10^4} = 7.63 \text{ mm} = 0.763 \text{ cm}$$

$$F_v = 0.763 \text{ mm} < \bar{f} = 0.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications conformément aux réglementations, on adopte pour les poutrelles des planchers d'étage courants et le plancher d'étage commercial les ferrillages donnés par la figure ci-dessous :

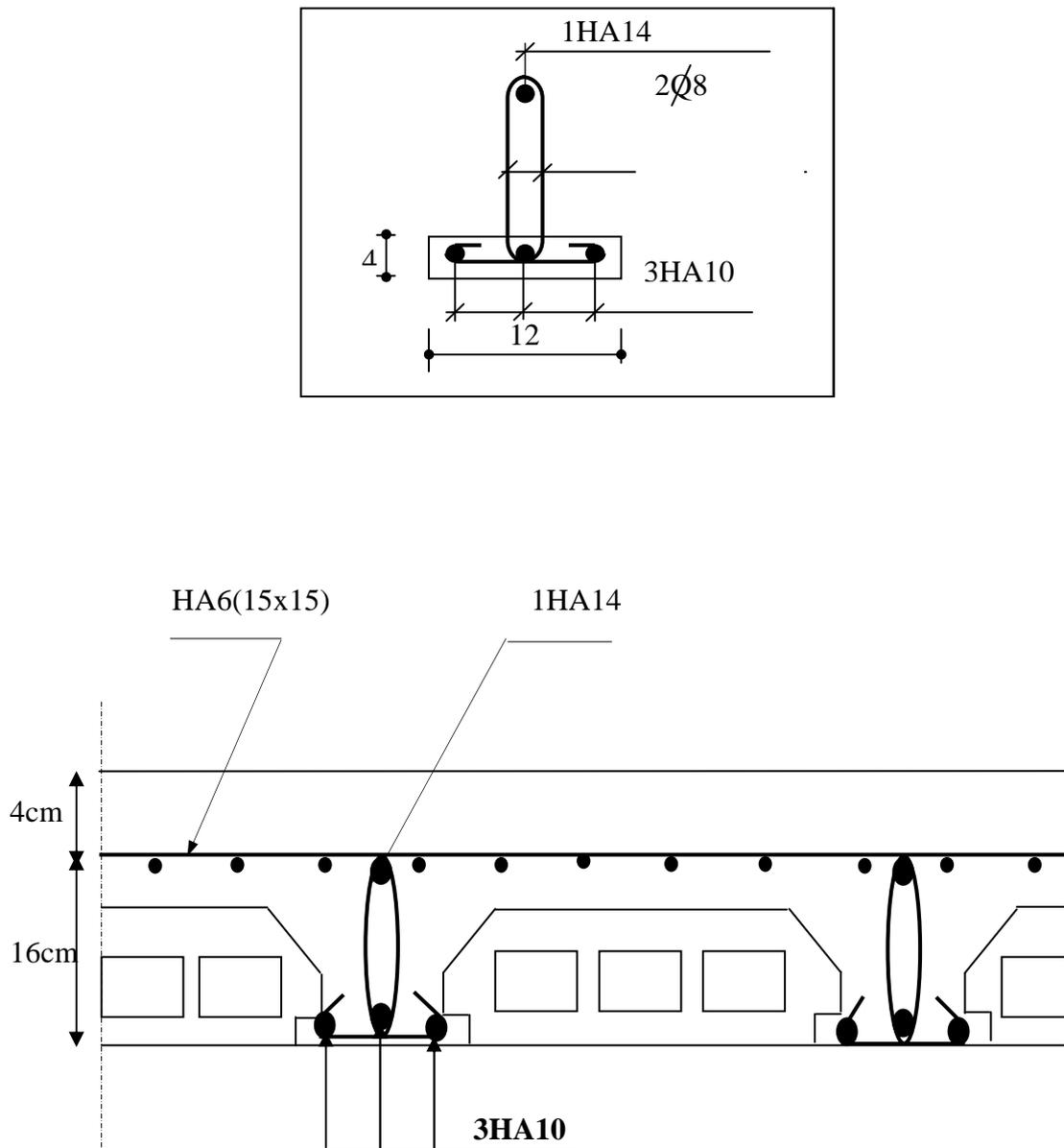


Fig.IX.B.10. Plan de ferrailage du plancher

IX.C. Porte à faux. (Chambre et séjour)

La structure comporte un seul type de la porte à faux dont les dimensions sont les suivantes.
Largeur : 1,30m, Longueur : 4,80m
Il est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive et soutenant un mur en double cloison.

a) Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera une dalle d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

b) Schéma statique de calcul.

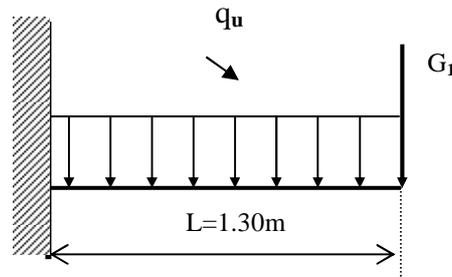


Fig .IX.C.1- Schéma statique de la porte à faux

Remarque : Dans les calculs qui suivent, on considère une bande de 1m de largeur.

c) Détermination des charges et surcharges:

➤ Charges permanentes de la dalle :

G due à la dalle pleines ... $G_1 = 5.31 \text{ KN/ml}$. (Chapitre II)

➤ Charge permanentes de mur :

Poids propre des cloisons extérieures..... $G_2 = 2.40 \text{ KN/ml}$. (chapitre II)

➤ Surcharge d'exploitation (Chambre)

Charge d'exploitation de la dalle ... $Q_1 = 1.5 \text{ KN/ml}$.

d) Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_{u1} = 1.35(5.31) + 1.5(1.5) = 9.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

$$q_{u2} = 1.35(2.40) = 3.24 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.31 + 1.5 = 6.81 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

IX .C.2.Calcul à l'ELU.

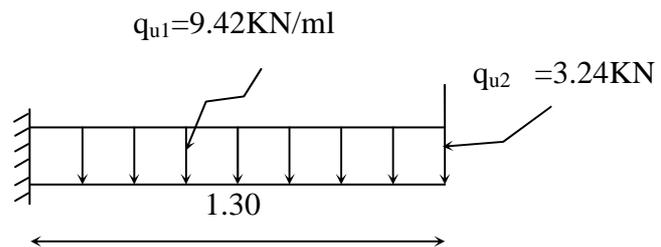
Le balcon est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur

1.calcul des efforts internes :

a) Le moment :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{9,42 \times 1,30^2}{2} + 3,24 \times 1,30 = 12,17 \text{ KN.m}$$



b) Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = 9.42 \times 1.30 + 3.24 = 15.50 \text{ KN}$$

2.Ferraillage à l'ELU .

- Armatures principales:

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,17 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,050 \implies \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,17 \cdot 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,76 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4,52cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Annexe

Soit $4HA10 = 3,13\text{cm}^2$ avec $S_t = 25\text{cm}$

3. Vérification à l'ELU :

a) **condition de non fragilité:** (BAEL91/ART-A-4-2-1, CBA 93)

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

$$A_s = 4,52\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,57\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL91/ART-A-5-2-1, CBA93)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \min\{0,15 \cdot f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 3,75\text{MPa} \quad \langle \text{Fissuration préjudiciable} \rangle$$

$$\tau_u = \frac{15,50 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,119\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**
(BAEL91/ART .A-6-1-3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,50 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 0,88\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

d) **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi: $L_s = \frac{\phi e}{4 \tau_s}$

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

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} \implies \text{soit: } L_s = 45\text{cm}$$

$$L_s = 45\text{cm} \square L_s = 25\text{cm} \implies \text{On prévoit des croches.}$$

\implies Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18\text{cm}$.

Soit $L_a = 18\text{cm}$.

e) Espacement des barres :

➤ Armatures principales:

$St=25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \implies$ condition vérifiée .

➤ Armatures de répartition:

$St = 25\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies$ condition vérifiée.

IX.C.3. Calcul à l'ELS :

• Combinaison de charge:

$$q_{s1} = 6,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 2,40 \text{ KN/ml}$$

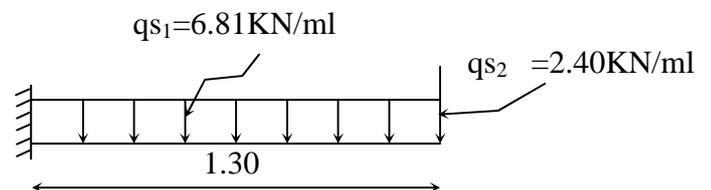


Fig.IX.C.3. schéma statique de la console

a) Calcul des efforts internes :

1. Le moment.

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{6,81 \times 1,30^2}{2} + 2,4 \times 1,30 = 8,87 \text{ KN.m}$$

2. Effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} l + q_{s2}$$

$$V_u = 6,81 \times 1,30 + 2,40 = 11,25 \text{ KN}$$

b) Contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

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

• Calcul de la position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0.$$

$$\implies 50y^2 + 67,8y - 881,4 = 0$$

$$\Delta = 180876,84 \implies \sqrt{\Delta} = 425,30$$

Annexe

Donc $Y=3.58\text{cm}$.

➤ Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} \cdot Y^3 - n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 = 33.33(3.58)^3 + 15 \times 4.52(13 - 3.58)^2 = 7545.63 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8.87 \times 10^6}{75456300} \times 35.8 = 4.20 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} fe, \max(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right].$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266.66; , \max(200; 201.63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{8.87 \times 10^6}{75456300} \times (130 - 35.8) = 166.10 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

⇒ Condition vérifiée.

d) Calcul de la flèche : (BAEL99/Art B.6.3, CBA93) .

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$If_v = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

\bar{f} : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

Annexe

σ_s : La contrainte de traction dans les armatures

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm}; d = 13\text{cm}; c = 2\text{cm}; A = 6,16 \text{ cm}^2$$

• **Aire de la section homogène :**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 4,52 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

• **moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13$$

$$S / xx' = 12131,4 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12131,4}{1567,8} = 7,74 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_0 = 30084,44 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{1567,8}{100}\right) \cdot 0,0035} = 0,24$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30084,44}{1 + 0,4 \times 0,24 \times 0,47} = 31664,20 \text{ cm}^4$$

Annexe

$$f_v = \frac{8,87 \times 10^2 \times (1300)^2}{4 \times 10818,865 \times 31664,20} = 1,10 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1300}{250} = 5,2 \text{ mm}$$

$f_v = 1,10 \text{ mm} < \bar{f} = 5,2 \text{ mm}$ → La flèche est vérifiée.

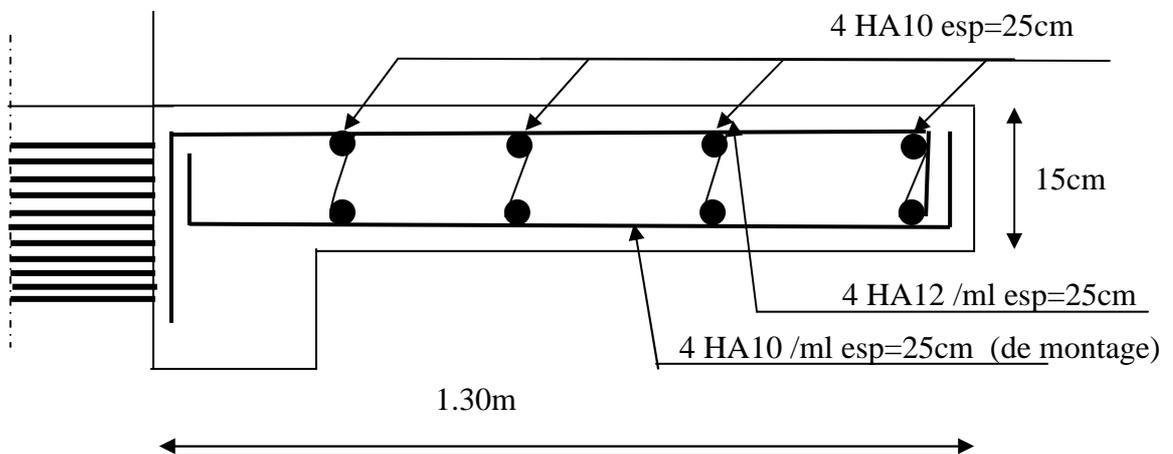


Fig.IX.C.4 :Plan de ferrailage de la porte à faux

IX.D.Balcon :

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Largeur : 1,45m

Longueur : 2,4m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps

a) Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera une dalle d'épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

b) Schéma statique de calcul.

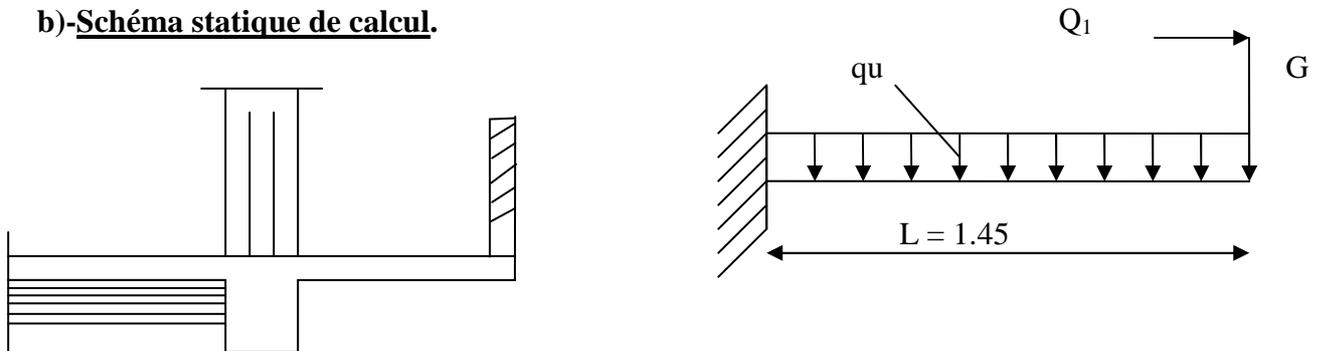


Fig .IX.D.1- Schéma statique de balcon

Remarque : Dans les calculs qui suivent, on considère une bande de 1m de largeur.

c) Détermination des charges et surcharges:

➤ **Charges et surcharges revenant à la dalle :**

- Charge permanente $G_1=5.31 \text{ KN/ml}$.(Chapitre II)
- Surcharge d'exploitation de la dalle... $Q_1=3.5 \text{ KN/ml}$
- Charge concentrée(poids de garde corps)

Poids de la brique..... 1 KN/ml

Poids de l'enduit en ciment... $0.36 \times 2 = 0.72 \text{ KN/ml}$

$$G_2 = 1.72 \text{ KN/ml}$$

Charge concentrée.... $Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$

Annexe

Remarque.

Le moment engendré par l'effort de la poussée à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément répartie, donc on néglige cet effort dans les calculs.

➤ d) Combinaisons des charges :

ELU :

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_{u1} = 1.35(5.31) + 1.5(3.5) = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

$$q_{u2} = 1.35(1.72) = 2.32 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1.72 \text{ KN/ml.}$$

IX .D.2. Calcul à l'ELU.

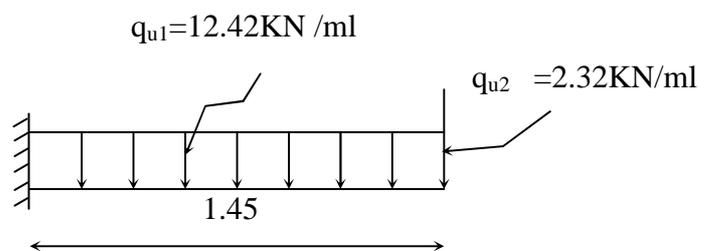
Le balcon est calculée en flexion simple avec une bande de 1m de largeur

1. calcul des efforts internes :

a) Le moment :

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,42 \times 1,45^2}{2} + 2,32 \times 1,45 = 16,42 \text{ KN.m}$$



b) Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1}l + q_{u2}$$

$$V_u = 12.42 \times 1.45 + 2.32 = 20.33 \text{ KN}$$

2. Ferrailage à l'ELU .

• Armatures principales:

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

Annexe

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,42 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392$$

====> section simplement armée

$$\mu_u = 0,068 \implies \beta = 0,965$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,42 \cdot 10^3}{0,965 \times 13 \times 348} = 3,76 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5,65cm** avec un espacement **S_t = 20cm**.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 = 3,92cm²** avec **S_t = 20cm**

3. Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité: (BAEL91/ART-A-4-2-1, CBA 93)

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

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/ART-A-5-2-1, CBA93)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u \min\{0,15 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{« Fissuration préjudiciable »}$$

$$\tau_u = \frac{20,33 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :
(BAEL91/ART .A-6-1-3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,33 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,92 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

Annexe

d) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi: $L_s = \frac{\phi e}{4 \tau_s}$

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

$$L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{soit: } L_s = 45 \text{ cm}$$

$L_s = 45 \text{ cm} \square L_s = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ On prévoit des croches.

\Rightarrow Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

Soit $L_a = 18 \text{ cm}$.

e) Espacement des barres :

➤ Armatures principales:

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition:

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

IX.D.3. Calcul à l'ELS :

• Combinaison de charge:

$$q_{s1} = 8,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 1,72 \text{ KN/ml}$$

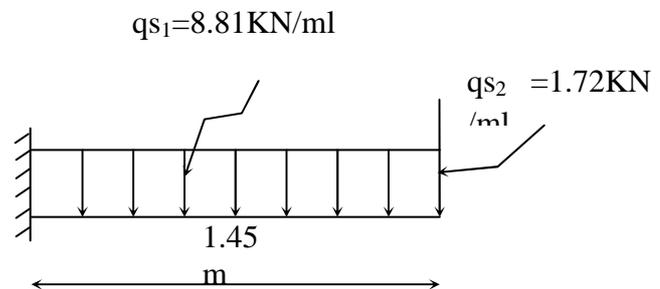


Fig.IX.D.3. schéma statique de la console.

a) Calcul des efforts internes :

1. Le moment.

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8,81 \times 1,45^2}{2} + 1,72 \times 1,45 = 11,76 \text{ KN.m}$$

2. Effort tranchant :

$$V_s = q_{s1} l + q_{s2}$$

$$V_u = 8,81 \times 1,45 + 1,72 = 14,50 \text{ KN}$$

Annexe

b) Contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d-y) = 0.$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1101,75 = 0$$

$$\Delta = 227532,563 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477$$

Donc **Y=3.92cm.**

➤ Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n \cdot A_s \cdot (d - Y)^2 = 33.33(3.92)^3 + 15 \times 5.65(13 - 3.92)^2 = 8995.32 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11.76 \times 10^6}{89953200} \times 39.2 = 5.12 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right].$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266.66; , \max(200; 201.63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{11.76 \times 10^6}{89953200} \times (130 - 39.2) = 178.1 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

\(\Rightarrow\) Condition vérifiée.

d) Calcul de la flèche : (BAEL99/Art B.6.3, CBA93) .

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt{f_{c28}}}{3}$$

Annexe

\bar{f} : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f t_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f t_{28}}$$

b : la largeur de la section

σ_s : La contrainte de traction dans les armatures

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100\text{cm} ; h = 15\text{cm}; d = 13\text{cm}; c = 2\text{cm}; A = 6,16\text{ cm}^2$$

- **Aire de la section homogène :**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,8\text{cm}^2$$

$$B_0 = 1584,8\text{cm}^2$$

- **moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13$$

$$S / xx' = 12351,8\text{cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351,8}{1584,8} = 7,8\text{cm}.$$

$$Y_2 = h_t - Y_1 = 15 - 7,7 = 7,2\text{cm}$$

$$I_0 = 30551,64\text{cm}^4$$

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

Avec : λ_v : coefficient de déformation

Annexe

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4,0,0043 \cdot 3.348 + 2,1} = 0,54$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{1584,8}{100}\right) \cdot 0,0043} = 0,20$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30551,64}{1 + 0,4 \times 0,20 \times 0,54} = 32215,11 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{11,76 \times 10^2 \times (1450)^2}{4 \times 10818,865 \times 32215,11} = 1,77 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1450}{250} = 5,8 \text{ mm}$$

$f_v = 1,77 \text{ mm} < \bar{f} = 5,8 \text{ mm}$ → La flèche est vérifiée.

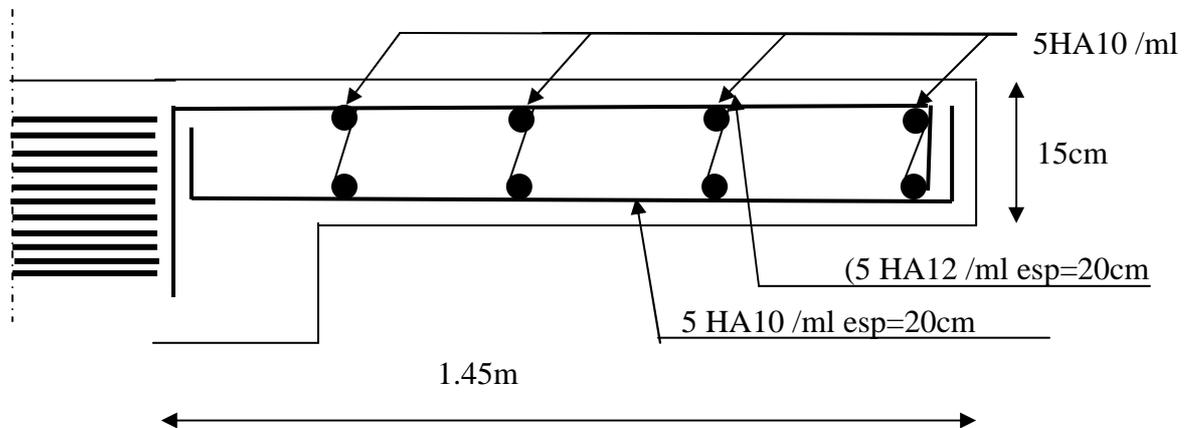


Fig.IX.D.4 : Plan de ferrailage de balcon.

IX.E. Les escaliers :

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

Notre bâtiment est composé de 2 cages d'escaliers :

- Une cage mène seulement au 1^{er} étage à usage commercial.
- L'autre donne accès aux différents niveaux à usage commercial et d'habitation.

IX.E.1. Terminologie :

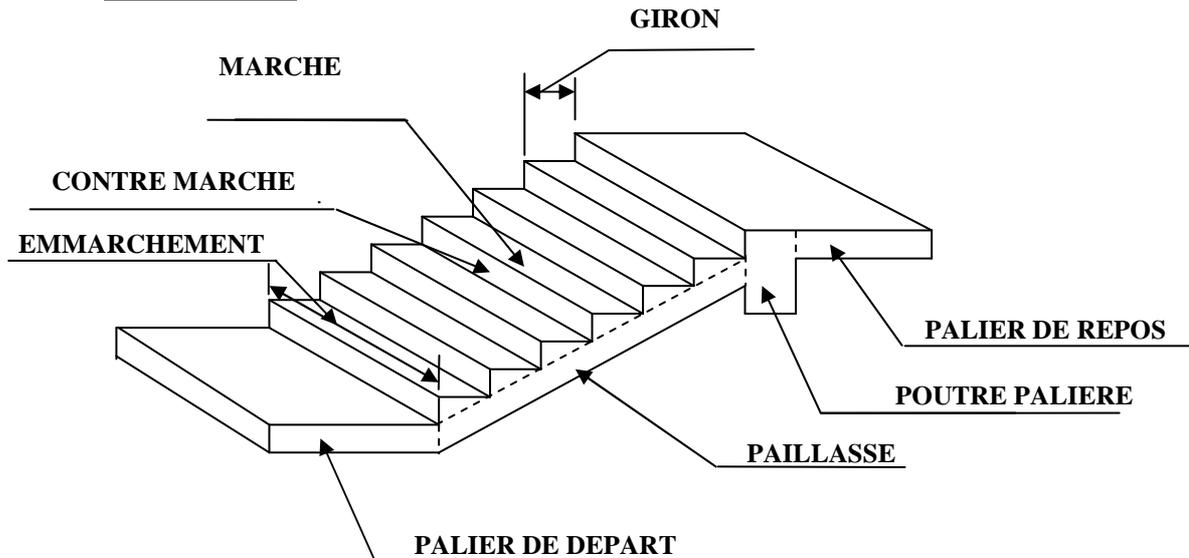


Fig.IX.E.1 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

- g : giron.
- 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

Annexe

IX.E. 2. Pré dimensionnement de l'escalier :

Hauteur de l'étage = 3.06m

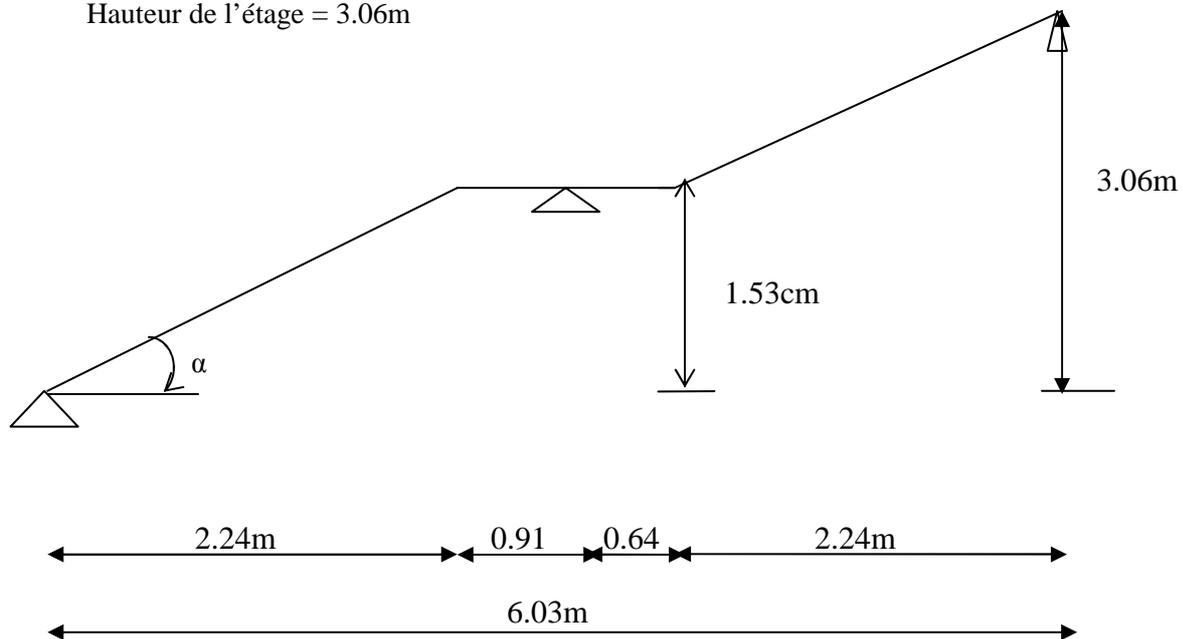


Fig.IX.E.2.Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.
Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

$$\text{et } 60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier .

L'embranchement doit être ≥ 1.20 m

Annexe

Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306/2}{17} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

$$g = 28 \text{ cm}$$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h = 28 + 2(17) = 62 \leq 66 \text{ cm}$ la condition est vérifiée.

L'emmarchement est de $1.80 \text{ m} \geq 1.20 \text{ m}$la condition est vérifiée.

IX.E.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{Longueur de la paillasse.}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{315} = 0.485 \Rightarrow \alpha = 25.91^\circ$$

$$L_0 = \frac{224}{\cos \alpha} \times 2 + 155 = 498,06 + 155 = 653,06 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{653,06}{30} \leq e_p \leq \frac{653,06}{20}$$

$$21.77 \text{ cm} \leq e_p \leq 32.65 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 25 \text{ cm}$$

IX.E. 4. Détermination des charges et surcharges :

❖ la volée :

Tableau IX.1 : les charges de la volée :

Désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment	0,02	22,00	0,44
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20,00	0,24
Poids propre de la paillasse ep x 25 / cos α	0,25	25,00	6.95
Poids propre des marches h/2 x 25	/	25,00	2.125
Garde- corps	/	/	0,20
Total	10.72		

Annexe

- charge permanente : $G=10.72 \times 1 \text{ ml} = 10.72 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \times 1 \text{ ml}=2.5 \text{ KN/ml}$.

❖ Palier

Tableau IX.2 : les charges de palier :

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $ep \times 25$	0,25	25,00	6,25
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,22	0,44
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Total	7.45		

- charge permanente : $G=7.45 \times 1 \text{ ml}=7.45 \text{ KN/ml}$.
- surcharge d'exploitation: $Q=2,5 \times 1 \text{ ml}=2.5 \text{ KN/ml}$.

IX.E.5. Calcule à l' ELU

➤ Combinaison de charge :

E.L.U { La volée : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.72 + 1.5 \times 2.5 = 18.22 \text{ KN/ml}$.
 Le palier : $q_u = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 2.5 = 13.81 \text{ KN/ml}$

E.L.S { La volée : $q_s = G + Q = 10.72 + 2.5 = 13.22 \text{ KN/ml}$
 Le palier : $q_s = 7.45 + 2.5 = 9.95 \text{ KN/ml}$

🔧 Efforts internes :

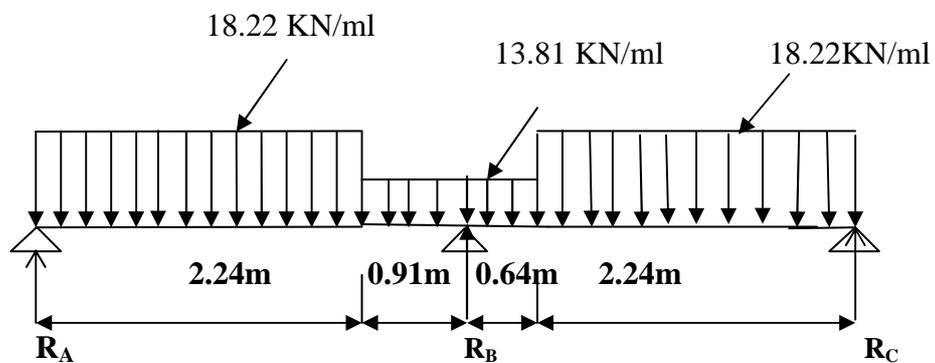


Fig.IX.E.4 : Schéma statique d'escalier

Annexe

- **Exposé de la méthode des 3 moments :**

- **Exposition de la méthode :**

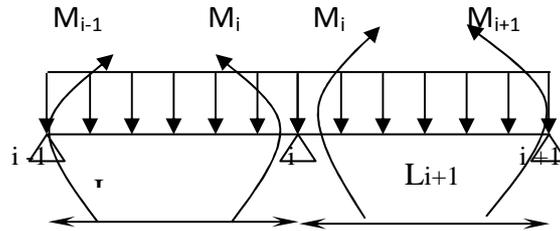


Fig.IX.E.5 : Méthode des 3 moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- **Aux appuis :**

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

- **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

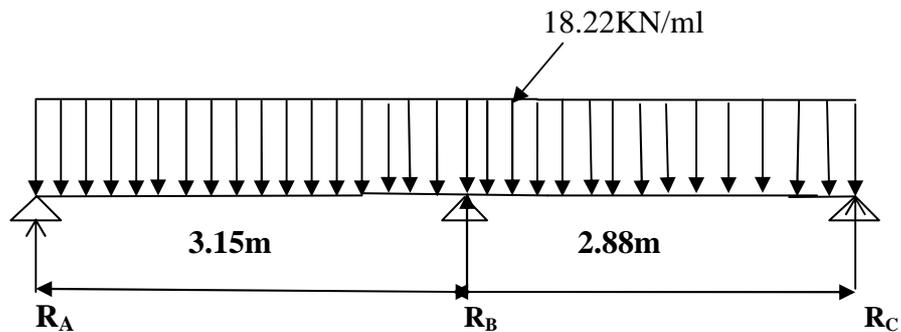
Avec : M_{i-1}, M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'



Annexe

Remarque :

Vue à la difficulté de calcul causée par la différence de charge appliquée sur l'escalier, on suppose que la charge est constante sur toute sa longueur qui égale à la charge la plus défavorable.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} sont les moments aux appuis, $i-1$, i , $i+1$ respectivement .

- Calcul des moments aux appuis :

$$L'apui 1 : \quad 6.3M_1 + 3.15M_2 = -142.4 \text{ ----- (1)}$$

$$L'apui 2: \quad 3.15M_1 + 12.06M_2 + 2.88M_3 = -251.21 \text{ -----(2)}$$

$$L'apui 3 : \quad 5.76M_2 + 2.88 M_3 = - 108.81 \text{ ----- (3)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -15.07 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 15 .07 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.64 \text{ KN.m}$$

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée

-Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_{1c} = -10.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{2c} = -10.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{3c} = -5.12 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travée :

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

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

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

- Travée 1-2 :

$$M_1(x) = -9.11x^2 + 28.79x - 10.10$$

Annexe

Calculer X_1 :

$$X_1 = 1.58 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_1(1.58) = 12,65 \text{ KN.m}$$

- Travée 2-3 :

$$M_2(x) = -9,11x^2 + 28,74x - 10,10$$

Calculer X_2

$$X_2 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_2(1.53) = 12,54 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchant :

$$V(X) = \square(x) + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$\square(x)$: effort tranchant isostatique

$$\square(x) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2}$$

$$V(X) = -q_u x + q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

- Travée 1-2 :

$$X=0 \longrightarrow v(x) = 28.70 \text{ KN}$$

$$X=3.15 \text{ m} \longrightarrow v(x) = -30.3 \text{ KN}$$

- Travée 2-3 :

$$X=0 \longrightarrow v(x) = 24.51 \text{ KN}$$

$$X=2.88 \text{ m} \longrightarrow V(x) = -27.96 \text{ KN}$$

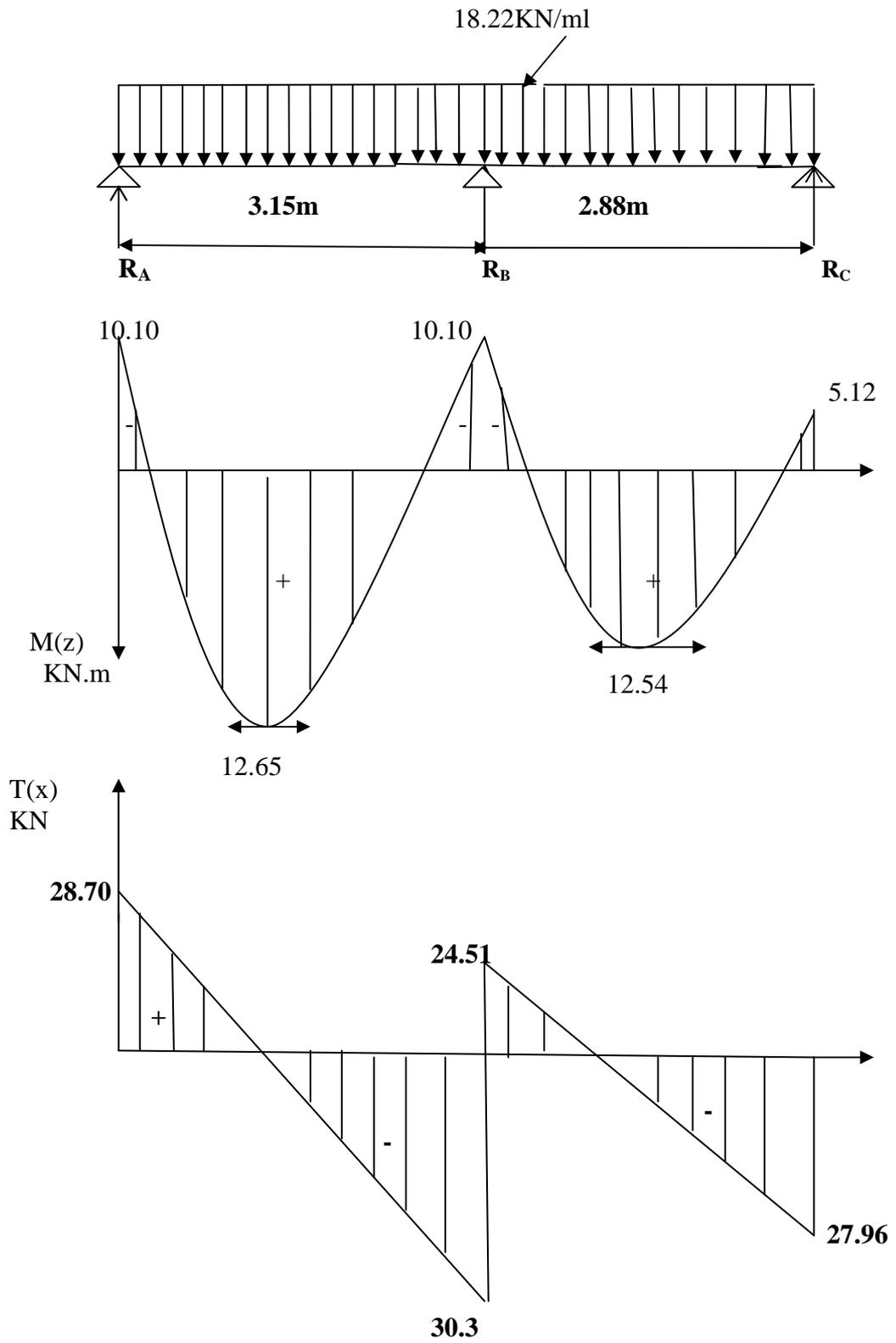


Fig.IX.E.6. Diagrammes des efforts internes

Annexe

IX.E.6. Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_u = 10.10 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

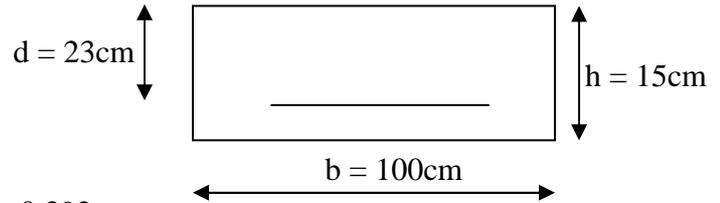
$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.10 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,0013 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,0013 \Rightarrow \beta_u = 0,9995$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.10 \times 10^3}{0,9995 \times 23 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10/ml** ($A_a = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$** .



❖ En travées :

$$M_t = 12.65 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.65 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,016 \Rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_{ta}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.65 \times 10^3}{0,992 \times 23 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12/ml** ($A_t = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$), avec **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

III.E.7. Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1, CBA 93]

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

- En travées : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée

• Espacement des barres :

- Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\}$.
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$ } $\min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ la condition est vérifiée.

Annexe

- Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \begin{array}{l} \text{Min} \quad \{4h, 45\text{cm}\} \\ \text{min} \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{condition est vérifiée} \end{array}$$

- Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2, CBA 93)

$$T_{\text{umax}} = 30.3\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{30.3 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.132\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \dots \text{condition est vérifiée.}$$

- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :
(BAEL 91, Art A.6.1.3, CBA 93)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.3 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 12.56} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.17\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- Ancrage des armatures aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

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

IX.E.8. Etat limite de service :

Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les

Annexe

valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{13.22}{18.22} = 0.726$$

$$; q_u = 18.22 \text{ KN/ml} , q_s = 13.22 \text{ KN/ml}$$

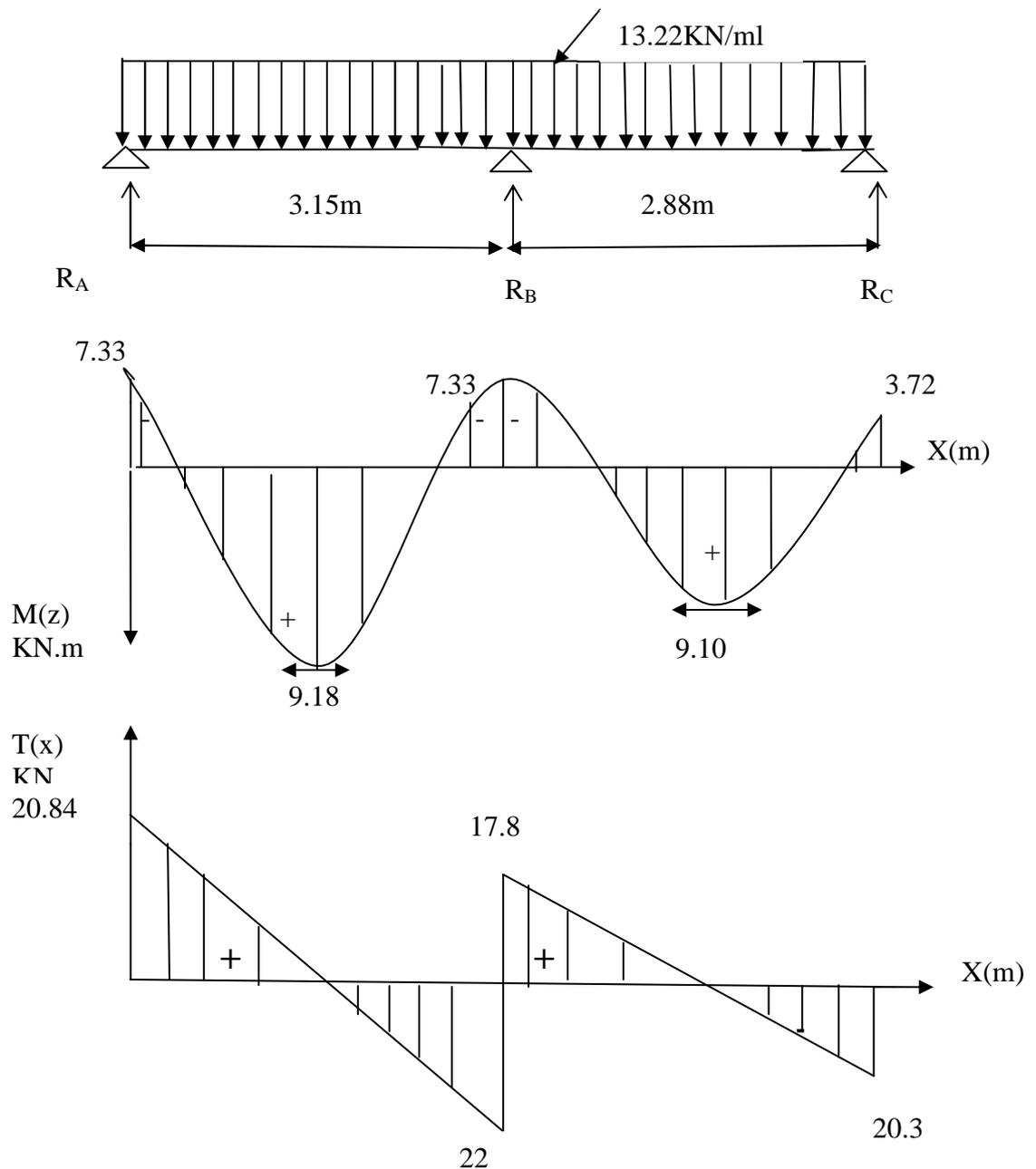


Fig.IX.E.7.Diagrammes des efforts internes.

IX.E.9. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Annexe

➤ **En travées :** $A_t = 4.52\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.197$$

$$\rho = 0.197 \Rightarrow \beta_1 = 0.9285 \quad K = 54.93$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{9.18 \times 10^3}{4.52 \times 0.9285 \times 23} = 95.10 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{95.10}{54.93} = 1.73 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 3.14\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.137$$

$$\rho = 0.137 \Rightarrow \beta_1 = 0.939 \quad , K = 66.97$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7.33 \times 10^3}{3.14 \times 0.939 \times 23} = 108.1 \text{ MPa}$$

$$: \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108.1}{66.97} = 1.61 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Nous faisons le calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.25}{6.03} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La condition non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5.q \cdot L^4}{384.E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

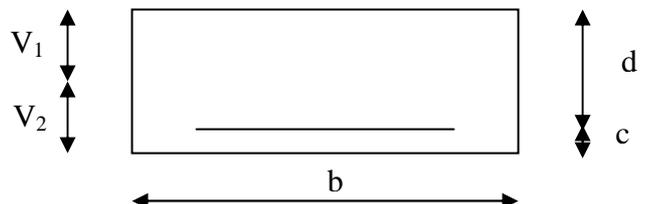
E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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



Annexe

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 4.52} = 12.78 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.78 = 12.22 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{12.78}^3 + \overline{12.22}^3 \right) + 15 \times 4.51 (12.22 - 2)^2$$

$$I = 137472.99 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (13.22 \times 6.03^4)}{384 \times 10818.87 \times 10^3 \times 137472.99 \times 10^{-8}} = 0.015 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 603/500 = 1.21 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : (BAEL 91, Art A.5.34, CBA 93)

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

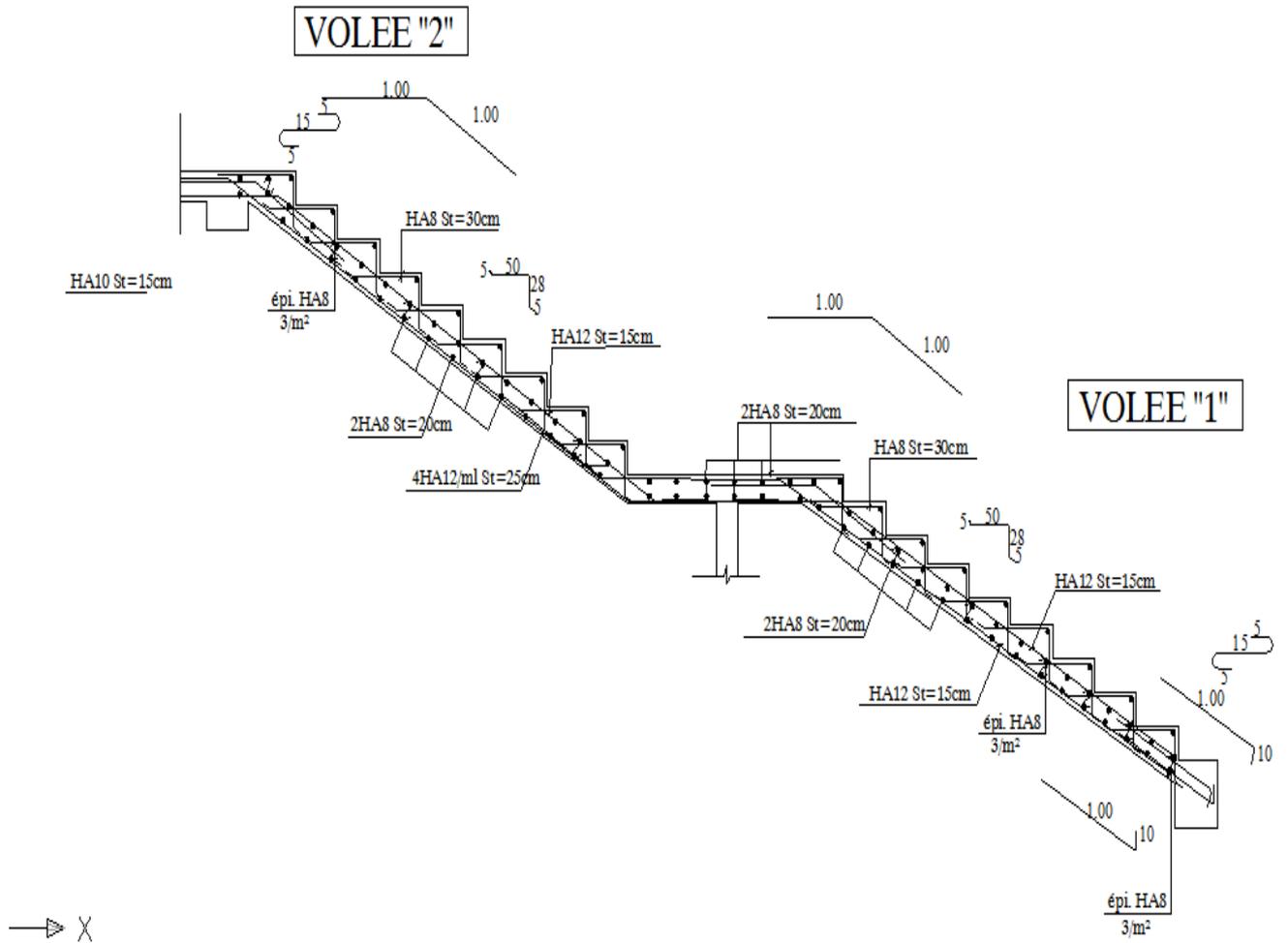


Fig.IX.E.8 :Ferrailage d'escalier.

Annexe

IX.F. Poutre palière :

Cette poutre palière est considérée comme étant semi-encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est $L = 3,40$ m, le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

$$M_a = 0,3M_0$$

$$M_t = 0,85M_0$$

IX.F.1) Pré dimensionnement de la poutre :

Hauteur :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

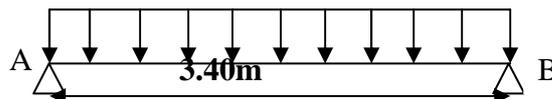


Fig. IX.F.1

$$340/15 \leq h_t \leq 340/10$$

$$22.67\text{cm} \leq h_t \leq 34\text{cm}$$

On prend : $h_t = 35$ cm

Largeur :

$$0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25$ cm

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 35 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h/b = 35/25 = 1,4 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de (25x35) cm²

IX.F.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre $25 \times 0,35 \times 0,25 = 2,2 \text{KN/ml}$.

Réaction du palier à l'ELU $R = 54,81 \text{KN}$.

Réaction du palier à l'ELS $R = 39,80 \text{KN}$.

➤ Combinaison des charges :

ELU : $q_u = 1,35.G + R_B = 1,35(2,2) + 54,81 = 57,78 \text{KN/ml}$.

ELS: $q_s = G + R_B = 2,2 + 39,80 = 42 \text{KN/ml}$.

IX.F.3 Calcul du ferrailage (ELU) :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{57,78 \times 3,40}{2}$$

$$R_A = R_B = 98,23 \text{ KN}$$

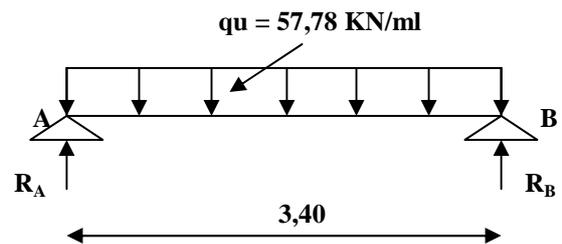


Fig. IX.F.2. Schéma statique

b) L'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 98,23 \text{ KN}$$

c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{57,78 \times 3,4^2}{8} \Rightarrow M_0 = M_{\max} = 83,50 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments :

Aux appuis : $M_{\text{au}} = -0,3M_0 = -0,3 \times 83,5 = -25,1 \text{ KN.m}$

En travée : $M_{\text{tu}} = 0,85M_0 = 0,85 \times 83,5 = 70,8 \text{ KN.m}$

e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

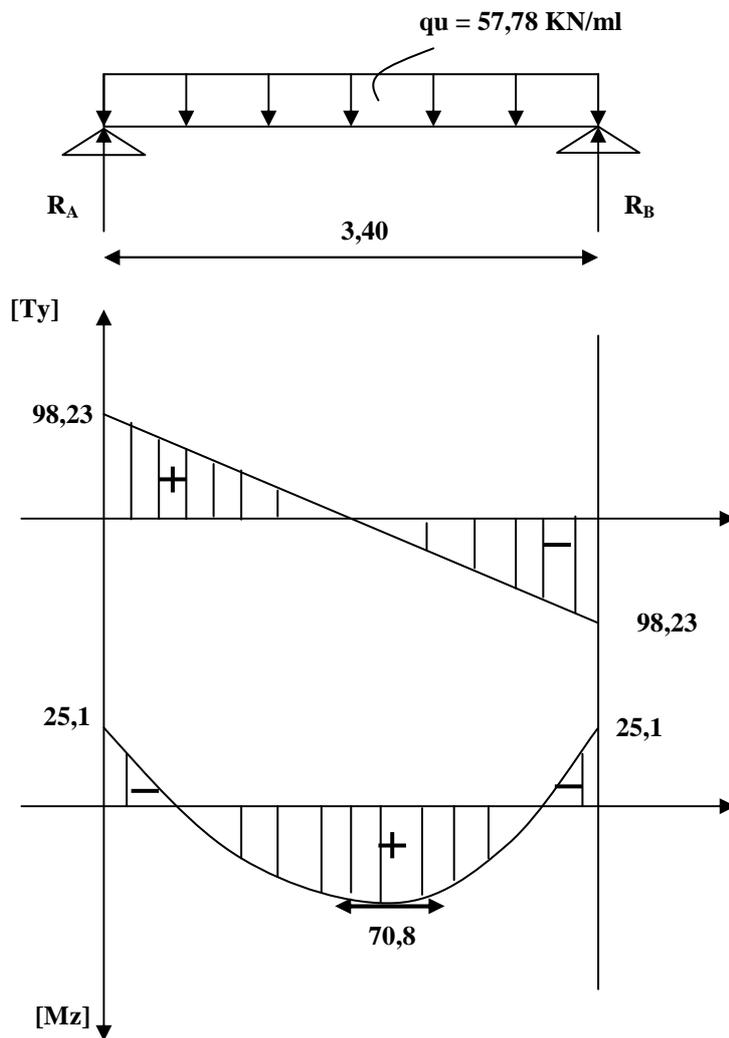


Fig. IX.F.3. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

➤ Calcul des armatures :

a) Aux appuis :

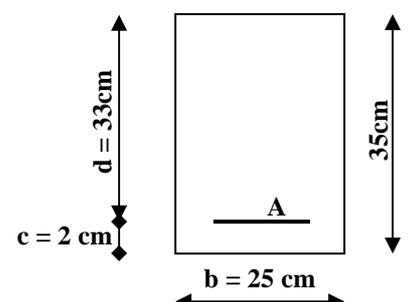
$$M_{au} = 25,1 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,1 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,064 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,1 \times 10^3}{0,967 \times 33 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$



b) **En travée** : $M_{tu} = 70,8 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{70,8 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,183 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,183 \Rightarrow \beta = 0,8985$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{70,8 \times 10^3}{0,8985 \times 33 \times 348} = 6,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2$$

IX.F.4. Les différentes vérifications à l'ELU :

(BAEL 91, modifié 99/Art. A.4.2.1, CBA93)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ap}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{tr}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{98,23 \cdot 10^3}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1,2 \times 10^2} = 2,92 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 2,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **L'influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{u\max}}{0,9 \cdot d \cdot b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u\max} \leq 0,4 \cdot d \cdot b \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 33 \times 0,9 \frac{25}{1,5} \times 25 = 495 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 98,23 \text{ KN} < 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Annexe

➤ L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(38,44 + \frac{11,54}{0,9 \times 0,33} \right) 10 = 2,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,22 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Condition de l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \tau_u \leq \bar{\tau}_u &\Rightarrow \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) \\ &\Rightarrow \frac{98,23 \times 10}{25 \times 33} \leq \frac{0,2 \cdot 25}{1,5} \\ &\Rightarrow 1,19 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée.} \end{aligned}$$

• Ancrage des barres :

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \quad \Rightarrow \quad l_s = 42,32 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques il n'est nécessaire d'adopter un crochet normale ,d'après le BAEL 91 ;la longueur nécessaire pour les aciers HA est de 0.4Ls .

$$0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{On prend 17 cm.}$$

IX.F.5. Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22 ,CBA93) :

➤ Section des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule

suivante : $\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right)$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min \left(\frac{35}{35} ; \Phi_l ; \frac{25}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \Phi \leq \min (1 ; 1,2 ; 2,5) \text{ cm.}$$

Annexe

$$\Phi \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

III.F.6 Vérification selon le RPA 99 : (Art. A.7.5.2.2 , CBA93)

➤ L'espace des armatures transversales :

- En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_l ; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30\right) = \min\{8,75 ; 14,4 ; 30\} \text{ cm.}$$

$$St \leq 8,75 \text{ cm} \Rightarrow St = 8 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } St = 15 \text{ cm.}$$

III.F.7 Les différents calculs à l'ELS :

➤ Les efforts internes :

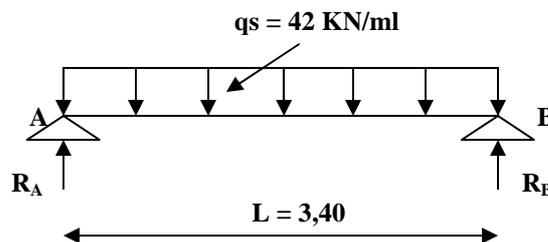


Fig. IX.F.4. Schéma statique.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{42 \times 3,4}{2}$$

$$R_A = R_B = 71,4 \text{ KN.}$$

b) L'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 71,4 \text{ KN.}$$

c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{42 \times 3,40^2}{8} \Rightarrow M_0 = M_{\max} = 60,7 \text{ KN.m.}$$

Correction des moments :

$$\text{Aux appuis : } M_{as} = -0,3M_0 = -0,3 \times 60,7 = -18,21 \text{ KN.m.}$$

En travée : $M_{ts} = 0,85M_0 = 0,85 \times 60,7 = 51,60 \text{ KN.m}$.

d) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

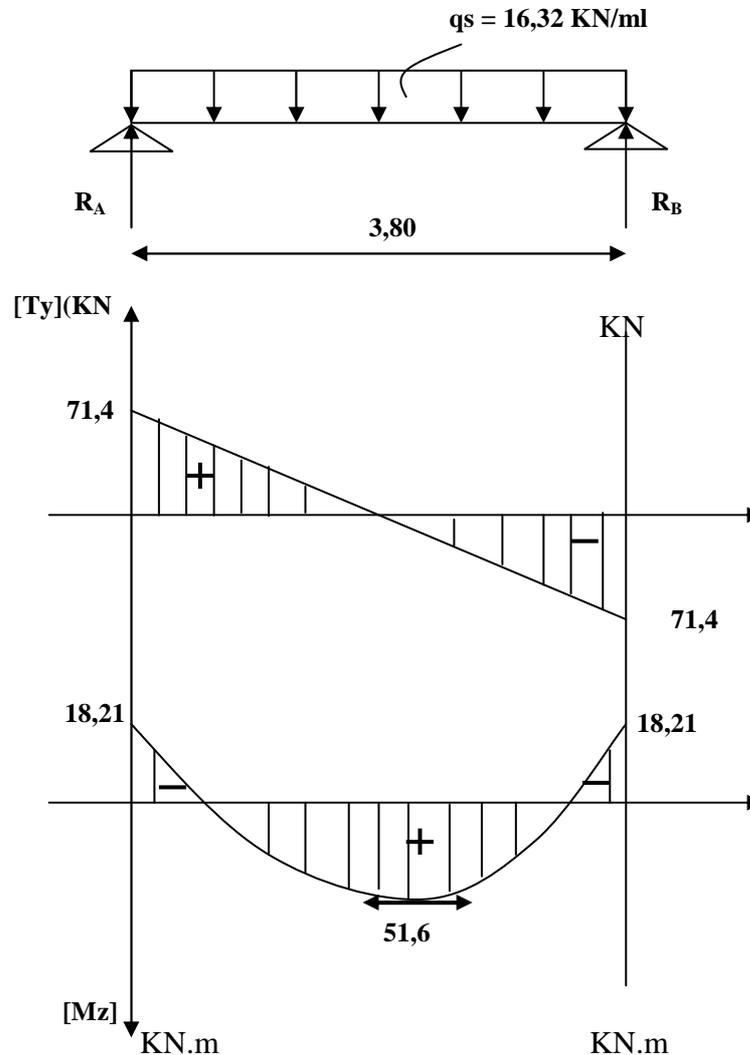


Fig. IX.F.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

IX.F.8 Les différentes vérifications à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

➤ **En travée :** $M_t^{ser} = 51,6 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 8,01}{25 \times 33} = 0,97.$$

$$\rho_1 = 0,97 \Rightarrow \beta_1 = 0,8625 ; K_1 = 21,37.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{51,6 \times 10^3}{8,01 \times 0,8625 \times 33} = 226,33 \text{ MPa}.$$

Annexe

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{226,33}{21,37} = 10,6 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis** : $Ma^{ser} = 18,21 \text{MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,41$$

$$\rho_1 = 0,41 \Rightarrow \beta_1 = 0,9015 ; K_1 = 35,76.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma^{ser}}{Aa \times \beta_1 \times d} = \frac{18,21 \times 10^3}{3,39 \times 0,9015 \times 33} = 180,56 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,56}{35,76} = 5,05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible

• **Vérification de la flèche** :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0,088 \geq 0,063 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,088 \geq 0,085 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{33 \times 25} = 0,0097 \leq 0,011 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : **3HA12**(3.39cm²)
- Travée : **3HA14+3HA12**(8.01 cm²)
- Cadre et étriers de **HA8**



Fig.IV.F.6.Ferrailage de la poutre palière.

