

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



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master 2 en génie-civil
Option : Construction civil et industrielle

Thème

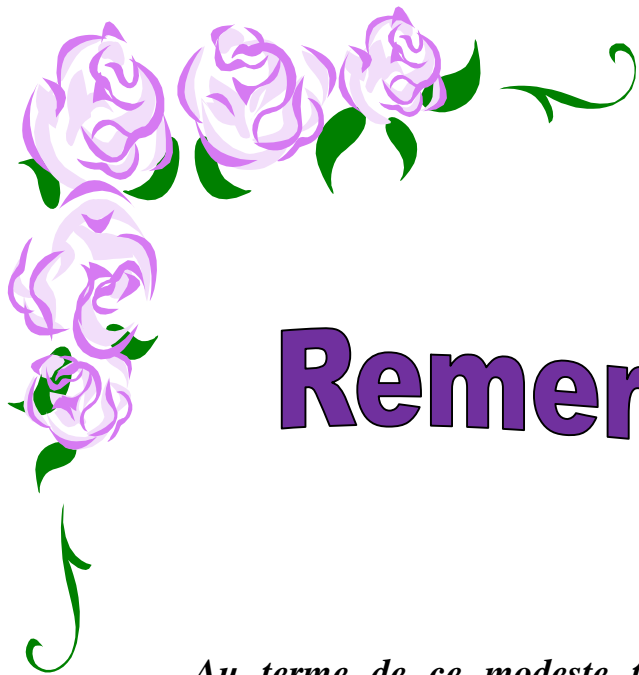
*Etude d'un bâtiment (R+8+ENTRE SOL) à usage
d'habitation et commerciale à ossature mixte*



Dirigé par :
M^{me} : SEMAHI. R

Etudié par:
M^{elle} : BOUGHILAS Sadjia
M^{elle} : KOUCHA Sonia

Promotion : 2013/2014



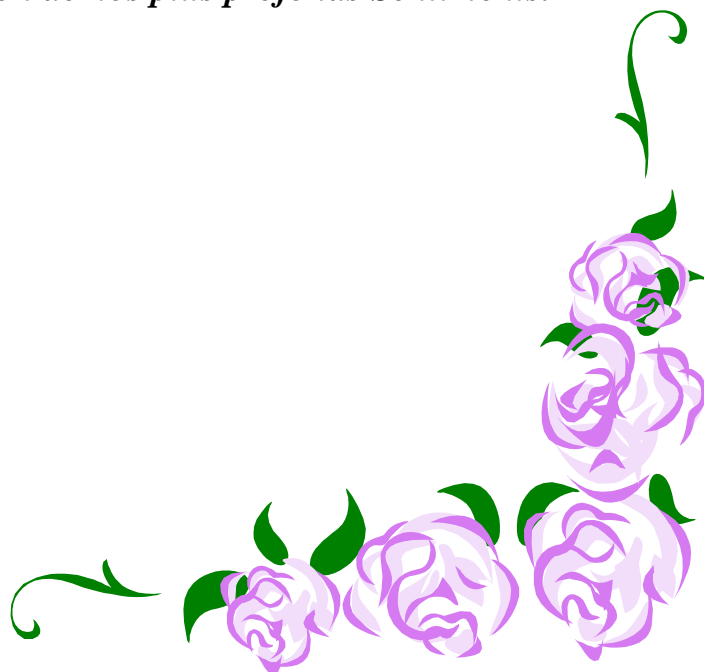
Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accordé d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promotrice SEMAHL.R, de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

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





Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ *Mes très chers parents d'avoir été à tous moments à mes cotés que DIEU me les gardes et puisse m'aider à les honorer.*
- ✓ *la mémoire de Mes grands parents*
- ✓ *mes très chères sœurs FATIHA, LYNDA, RACHIDA et HAKIMA*
- ✓ *mon très cher frère MOKRANE*
- ✓ *mes oncles, tantes, cousins et cousines*
- ✓ *mon binôme SONIA*
- ✓ *mes amis (es) de loin ou de prés*
- ✓ *mes copines de chambre DIHIA, RADIA, SOUAD, RAHEMA et AZIZA*
- ✓ *La promotion génie civil MASTERII 2013- 2014*
- ✓ *Tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin*

SADJIA



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ *Mes très chers parents d'avoir été à tous moments à mes cotés que DIEU me les gardes et puisse m'aider à les honorer.*
- ✓ *mes très chères sœurs NADJIA, DJAMILA, GHANIA et SAFIA*
 - ✓ *mes très chers frères HAMID, DJAMEL, KARIM, MOHEND et SOFIAN*
 - ✓ *mes adorables petits neveux ALYSSA et SIFAX*
- ✓ *mon binôme SADJIA*
- ✓ *mes amis (es) de loin ou de près*
- ✓ *mes copines DEHIA, RADIA, SOUAD, RAHEMA et AZIZA*
- ✓ *La promotion génie civil MASTERII 2013- 2014*
- ✓ *Tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin*

S O N I A ·

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvragePage1

Chapitre II : Pré dimensionnement page 9

Chapitre III : Calcul des éléments.

- ◆ Plancherpage23
- ◆ Acrotèrepage38
- ◆ Escalierspage47
- ◆ Poutre palièrepage63
- ◆ Balconpage71
- ◆ Salle machinepage77

Chapitre IV :Modélisation de la structurepage85

Chapitre V :Vérification des conditions du RPApage107

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....page116

Chapitre VII : Ferrailage des poteauxpage 129

Chapitre VIII :Ferrailage des voiles.....page141

Chapitre IX : Etude de l'infrastructurepage153

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

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

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage multiple. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

*A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : **ETABS, ROBOT, SAP2000**...etc.*

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'œuvres. Et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

*Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure est faite à l'aide de logiciel **ETABS** pour ses divers avantages.*

I-1-Introduction :

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (modifié en 2003) et les règlements du béton aux états limites CBA92.

I-2-Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+8+Entre sol**) à usage d'habitation et commerciale, ce dernier est construit par de portique et de voile.

Cet ouvrage sera implanté à **Boumerdes** classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de forte sismicité (**III**).

I-3-Constituant de l'ouvrage :

- Entre sol et RDC à usage commerciale.
- 8 étages courants à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escalier.
- Ascenseur.

I-4-Caractéristique géométrique de l'ouvrage:

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Hauteur du bâtiment : **34.59m**
- Hauteur d'entre sol : **3.06 m**
- Hauteur de RDC : **3.89m**
- Hauteur d'étage courant : **3.06 m**
- Longueur de bâtiment : **15.75 m**
- Largeur de bâtiment : **12.40m**

I-5-Eléments de l'ouvrage :***I-5-1-Ossatures :***

Le bâtiment est contreventé par :

- Portique transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale) constituent un système de contreventement rigide et assurent la stabilité de l'ouvrage.

I-5-2-Planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol. Ses deux fonctions principales sont :

- une fonction de résistance mécanique ; autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges,(ils transmettent aux éléments porteurs de la structure, les charges permanentes et les surcharges .)
- une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.
 - Planchers en corps creux
 - Planchers en béton armé :(Balcons ...)

I-5-3- La maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons. Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparés par une lame d'air de 5cm $(10+5+10)=25\text{cm}$.

Les murs intérieurs sont de simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-5-4-Revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieur et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I-5-5- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet le déplacement entre les différents niveaux, dans notre cas nous disposons d'une cage d'escalier intérieur .L'escalier est à paillasse adjacente avec palier intermédiaire situé à l'intérieur de l'ouvrage.ils sont réalise en béton armé coulées sur place.

I-5-6-Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

I-5-7-Les balcons :

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine. Dans notre ouvrage ils sont réalise en dalle pleine.

I-5-8-L' acrotère :

Il existe au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm.

I-5-9-Système de coffrage :

On utilisera un coffrage traditionnel en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I-5-10-Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle, il soulage les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).comme ils assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I-5-11-Les fondations :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

I-6-Caractéristiques mécanique des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage de matériaux essentiels sont à utilisés, le béton et l'acier qui doivent reprendre aux normes de **RPA 99 version 2003** ainsi qu'aux règles technique de calcul aux états limites **BAEL 91 modifie 99**.

I-6-1-Béton :

Le béton sera préparé proportionnellement par les matériaux suivants : ciment, granulats (sable, graviers) et l'eau, dosage **350 kg/m³** de ciment de classe **CPJ**.

Dans la pratique on doit s'approcher de rapport : $\frac{\text{eau}}{\text{ciment}} = 0.5$.

Du point de vue mécanique, il est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) et de sa résistance caractéristique à la traction déduite de celle de la compression par la relation donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} \dots\dots\dots(\text{BAEL91 Art A2, 12})$$

Avec f_{c28} définie comme suit(BAEL91Art A.2 ,11)

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ [MPa] pour $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$.
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ [MPa] pour $f_{c28} > 40\text{MPa}$.
- $f_{cj} = f_{c28}$ [MPa] pour $j > 28$ jours.

Pour l'étude de notre projet on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours de valeur $f_{c28} = 25$ MPa, celle-ci est donnée pour un contrôle régulier sur chantier

Ces derniers varient avec la granulométrie, l'eau de gâchage et leurs âges. Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij} et diffère E_{iv} du béton sont donnés par les relations suivantes :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91ArtA.2.1, 22}).$$

$$E_{iv} = 7300 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots(\text{BAEL91Art A.2.1, 22})$$

Le module de déformation transversale est donné par G :

$$G = \frac{E}{2(v+1)} \quad \text{Avec :}$$

E : module de Yong.

$$v = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l}$$

v : coefficient de poisson.

$v=0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).....(BAEL91ArtA.2.1.3)

$v=0.2$ pour le calcul des déformations (ELS)..... (BAEL91ArtA.2.1.3)

Etat limite :

- **Etat limite ultime (ELU)** : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduise a la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite de béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots(\text{BAEL91Art A.4.3.41})$$

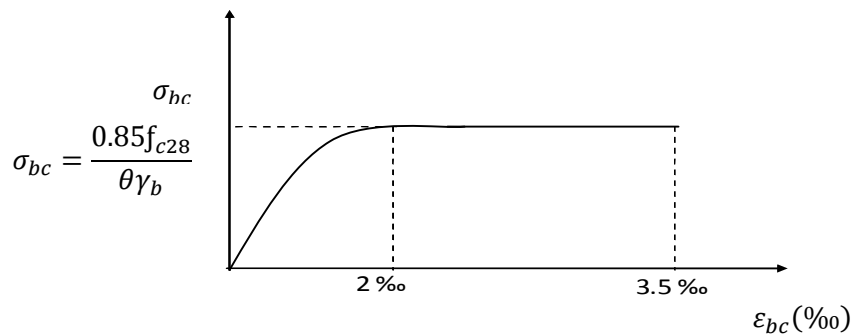
γ_b : coefficient de sécurité de béton qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

θ : Coefficient fixe en fonction du la dure d'application et l'action confédérée donner par le tableau :

Duré d'application	$t > 24h$	$1h \leq t \leq 24h$	$t < 1h$
θ	1	0.9	0.85



(Fig. I-1) Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU

- **Etat limite de service (ELS) :** c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration

La contrainte de compression du béton est limité par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots(\text{BAEL91Art A.4.5.2})$$

La contrainte tangente conventionnelle est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots(\text{BAEL91Art A.5.1.1})$$

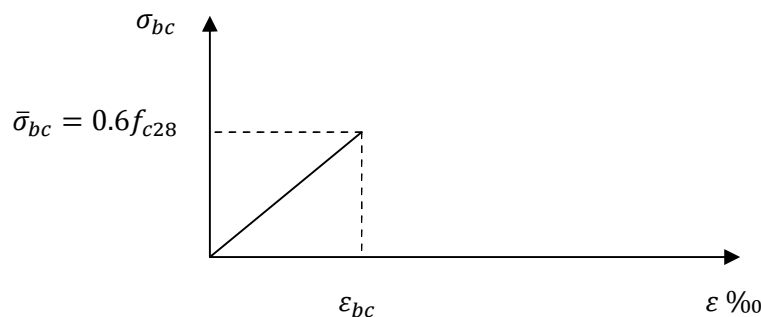
V_u : valeur de l'effort tranchant à l'origine.

b_0 : la largeur de l'âme.

d : la hauteur ultime de la poutre.

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Cas de fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$



(Fig. I-2) diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELS

I-6-2-Aciers :

Lors de la réalisation de notre l'ouvrage, les aciers qui seront utilisés jusqu'à leurs limites élastique, avec une marge de sécurité à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité, avec :

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

Acier haute adhérence :

F_eE400 $f_e=400$ MPa.

F_eE500 $f_e=500$ MPa.

Treillis soudés de type : TSL520.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s=2.10^5$ MPa.

Afin de réduire le risque d'apparition des fissurations dans le béton on doit vérifier les contraintes des aciers à l'ELS selon les formules suivantes :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

$$\sigma_s = f_e$$

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; \max(0.5 f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}))$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs :

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

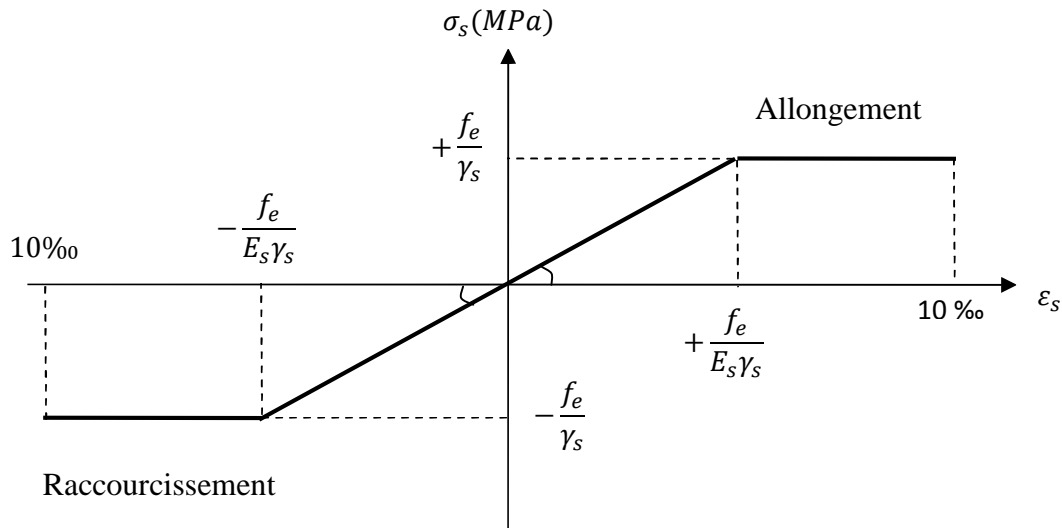
Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing \geq 6$ mm.

$\eta = 1,3$ pour les armatures à haute adhérence de $\varnothing < 6$ mm.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.



(Fig. I-2) diagramme déformations-contraintes des aciers

Diamètre maximale des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier béton on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :

$$\varnothing_l \leq h/10$$

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\varnothing_t \leq \min(h/35 ; \varnothing_l ; b_0/10)$$

b_0 : largeur de l'âme.

I-7-Caractéristiques mécaniques du sol :

- Contrainte admissible de sol est de **2 bars**.
- Le site est classé dans la catégorie S_3 (site meuble).
- Le sol en place présente une agressivité faible vis à vis de béton.
- Aucun niveau d'eau n'a été détecté lors l'investigation.

I-8-Protection des armatures :

Afin de protéger les aciers contre la corrosion, les règlements nous imposent des dimensions minimales d'enrobage des aciers :

- $C > 1 \text{ cm}$: si les éléments sont situés dans un local ouvert, non soumis à des condensations.
- $C > 3 \text{ cm}$: si les parements sont exposés aux intempéries, aux condensations, aux actions agressives et aux contacts d'un liquide.
- $C > 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages à la mer, ou exposés à des atmosphères agressives.

Pour les éléments de notre ouvrage, on prendra : $C = 3 \text{ cm}$.

I-9 Actions et combinaisons de charges :**a. Les actions :**

On distingue :

- **Les actions permanentes G :**
 - Le poids propre des éléments.
 - Le poids propre des équipements permanents
 - Le poids des poussées de terre.
- **Les actions variables Q :**
 - Charges d'exploitation appliquée au cours de l'exécution
 - Charges climatiques.
- **Les actions accidentelles :**
 - Séisme
 - Explosions
 - Chocs

b. Combinaisons d'actions :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments on utilise les combinaisons suivantes :

- **Situations durable :**
ELU : $1.35G+1.5Q$
ELS : $G+ Q$.
- **Situation accidentelle :**
 $G + Q \pm E$
 $0.8 G \pm E$
 $G + Q \pm 1.2E$.

II-1- Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux que les constituants, nous passerons aux prés dimensionnement des éléments.

Ce calcul préliminaire concerne les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant le règlement RPA99 (version 2003) et BAEL 91(modifié 99).

II-2 -planchers :

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées suivant le sens parallèle à la petite portée.

➤ Plancher en corps creux :

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de corps creux, leur rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs tâches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL suivantes :

$$h_{tp} \geq L/22.5$$

Avec: h_{tp} : hauteur totale du plancher.

L : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens porteur.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone III (30x30) cm².

Dans notre cas : $L = 5,00 - 0,30 = 4,70$ m

Ce qui nous donne : $h_{tp} \geq 470/22,5 = 20,88$ (cm)

Donc : $h_t = 20$ cm

Soit : (16+4) qui sera valable Pour tous les étages courants.

{ La hauteur du corps creux : 16[cm]
 { La hauteur de la dalle de compression : 4[cm]

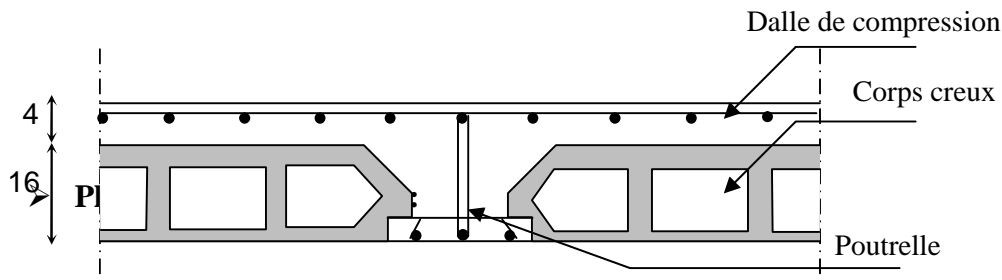


Figure II-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

h_t : la hauteur totale de la dalle.

L : la largeur de porte à faux.

Dans notre cas : $L = 134 \text{ cm}$. $h_t = 134 / 10 = 13.4 \text{ cm}$.

Donc on adoptera un plancher de 15 cm d'épaisseur.

II-3-Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre (hauteur totale h et largeur b) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Hauteur } h_t : L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$\text{Largeur } b : 0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

L : entraxe de la plus grande travée considéré

❖ Poutres principales :

$$\text{Hauteur des poutres principales : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$470/15 \leq h_t \leq 470/10$$

$$31,33 \leq h_t \leq 47,00$$

Soit : $h_t = 40 \text{ cm}$.

Largeur de la poutre : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$; donc $16 \leq b \leq 28$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$.

Donc la section des poutres principales est : $b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$

❖ **Poutres secondaires :**

Hauteur des poutres secondaires : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$470/15 \leq h_t \leq 470/10$

$31.33 \leq h_t \leq 47.00$

Soit : $h_t = 35 \text{ cm}$.

Largueur de la poutre: $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$; donc $14 \leq b \leq 24,5$

Soit $b = 25 \text{ cm}$

Donc la section des poutres secondaires est : $b \times h_t = 25 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$

❖ **Vérification des conditions :**

Pour les poutres principales :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1,33 \leq 4$ vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée ;
- $h_t / b = 1,4 \leq 4$ vérifiée.

Conclusion : Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

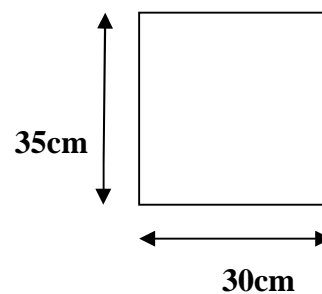
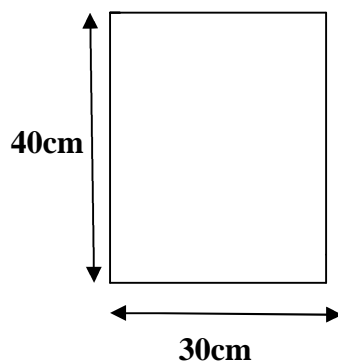


Figure II.2 schéma de la poutre

II-4- Pré dimensionnement les voiles :

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

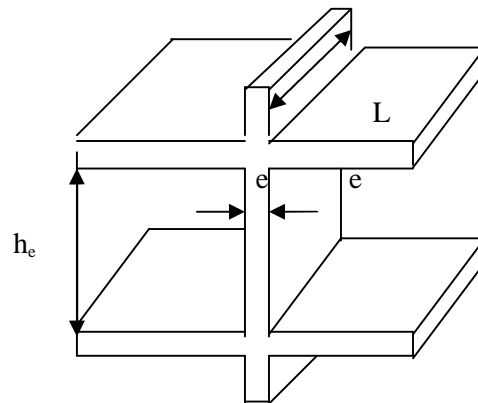
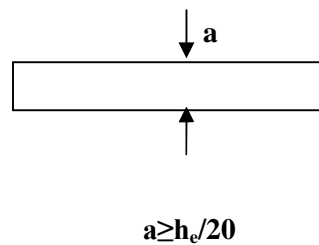
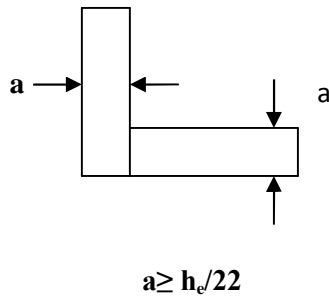


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

➤ **Epaisseur du voile :**

L'épaisseur minimale est $e = 15\text{cm}$, cette dernière doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué là dessous :



$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{ hauteur du voile.} \\ h : \text{ hauteur d'étage.} \\ e_{\text{dalle}} : \text{ épaisseur de la dalle.} \end{array} \right.$$

❖ Pour le RDC :

$$h_{\text{RDC}} = 3.89 \text{ m.}$$

$$h_e = 389 - 20 = 369 \text{ cm} \rightarrow e \geq h_e/20 = 369/20 = 18.45 \text{ cm.}$$

On opte comme épaisseur des voiles **a=20cm**

❖ Pour l'étage courant :

$$h_{EC} = 3.06 \text{ m.}$$

$$h_e = 360 - 20 = 340 \text{ cm} \rightarrow e \geq h_e / 20 = 340 / 20 = 17 \text{ cm.}$$

On opte comme épaisseur des voiles $a = 20 \text{ cm}$.

➤ **Largeur du voile :**

Les voiles de contreventements se sont ce qui va satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec : L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$$L = 5.3 \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

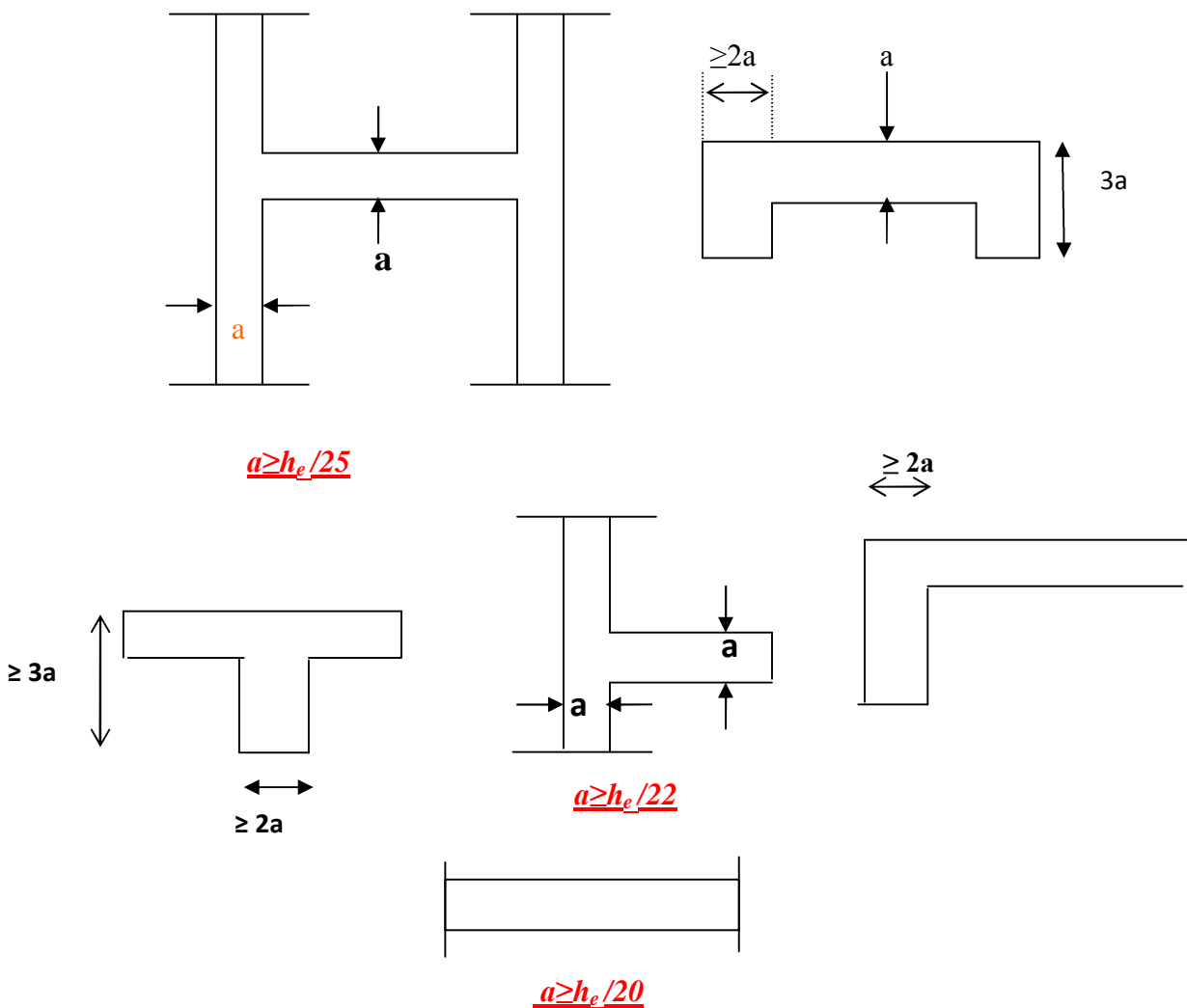


Figure II.4 : Coupe de voile en plan

II-5- Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec} \quad N = G + Q$$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente. Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow$ En zone **I** et **II_a**
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow$ En zone **III** et **II_b**
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ et $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

II-7-Descente de charge :

II-7-1-Détermination des charges permanentes et les surcharges :

A. Les charges permanentes :

A.1. Les plancher : nous possédons deux types de planchers :

A.1.1. Plancher terrasse inaccessible :

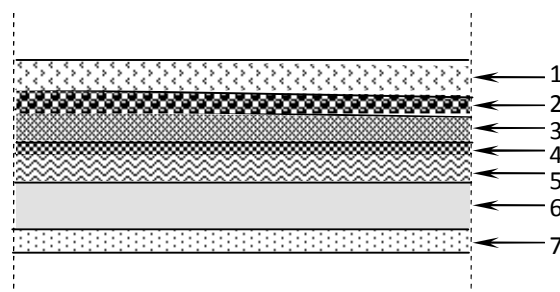


Figure II.5 : coupe vertical du plancher terrasse

❖ Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	e(m)	γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche du gravier	0.05	7	0.35
2	Etanchéité	0.02	20	0.40
3	Béton enforme de pente	0.05	20	1.00
4	Mortier du ciment	0.02	20	0.40
5	Sable	0.03	13.33	0.40
6	Plancher à corps creux	16+4	/	2.85
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G_t=5.6 [KN/m²]

Tableau II.1 : poids des différents éléments constituent le plancher terrasse.

- Charges permanentes : **G=5.6 KN/m²**

A.1.2. Plancher d'étage courant

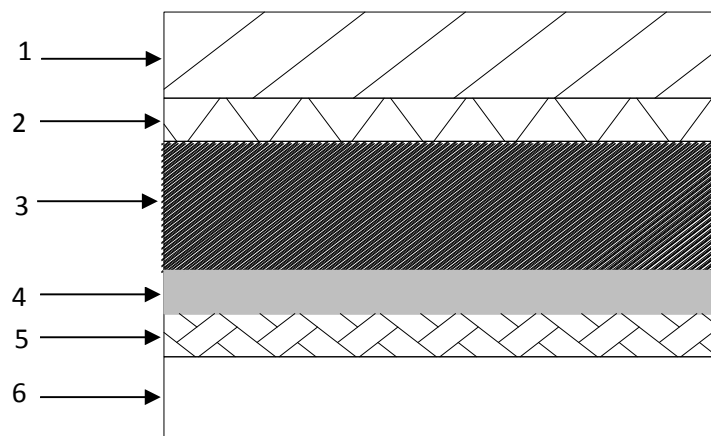


Figure II.6 : coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de sable	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	13.33	0.4
4	Plancher en corps creux	16+4	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
				G_t=5.15KN/m²

Tableau II.2 : poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.

- Charges permanentes : $G=5.15 \text{ KN/m}^2$.

A.2. Maçonnerie : Il ya deux types de murs :

A.2.1 .Mur de façade (extérieur) :

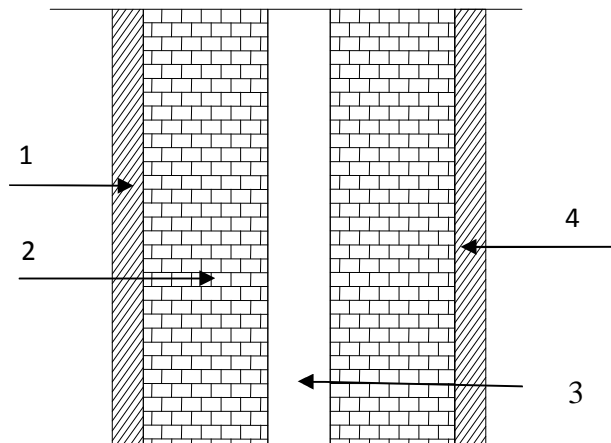


Figure II.7. : Coupe verticale d'un mur extérieur.

❖ Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.2	9	1.8
3	Lame d'aire	0.05	/	
4	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G_t=2.44KN/m²

Tableau II.3 : poids des différents éléments constituant le mur extérieur

A.2.2. Mur intérieur (séparation) :

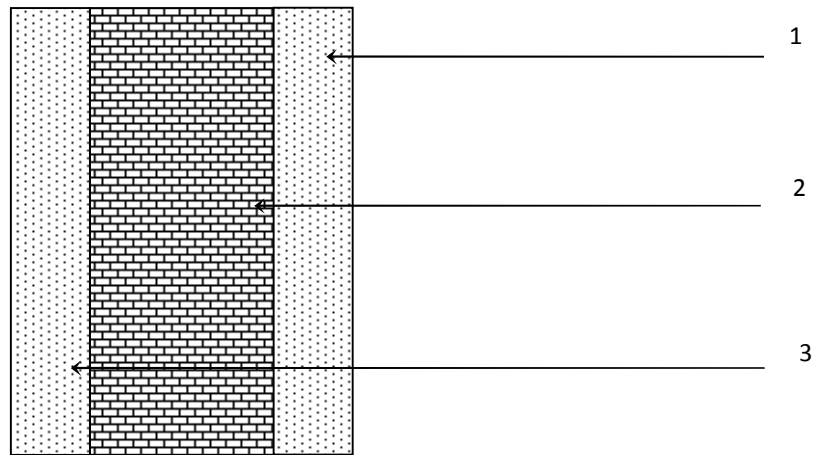


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit pâtre	0.02	10	0.40
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.40
				G_t=1.30KN/m²

Tableau II.4 : poids des différents éléments constituant le mur intérieur

B. les surcharges d'exploitation (DTR) :

L'élément	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher de RDC usage commercial	5.00
Balcons	3.50
Escaliers	2.50
L'acrotère	1.00
Plancher entre sol	2.5

- Plancher entre sol.....Q=2.5KN/m².

II-5-2- Localisation du poteau le plus sollicité :

La section transversal du poteau donnée par :

$$A_p = N_{max} / \sigma_{bc}$$

Avec : σ_{bc} : contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{MPa}$$

A_p : section du poteau

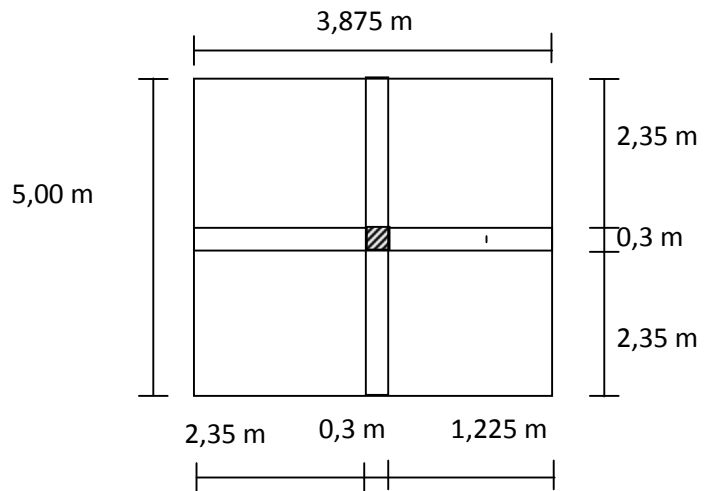


Figure II.9 surface d’influence du poteau

Dans notre cas le poteau le plus sollicité c’est :

- $S_1 = 2.35 \times 2.35 = 5.522 \text{ [m}^2\text{]}$
- $S_2 = 1.225 \times 2.35 = 2.878 \text{ [m}^2\text{]}$
- $S_3 = 2.35 \times 2.35 = 5.522 \text{ [m}^2\text{]}$
- $S_4 = 1.225 \times 2.35 = 2.878 \text{ [m}^2\text{]}$
- $S_{total} = 16.8 \text{ [m}^2\text{]}$

❖ La surface du plancher revenant au poteau considéré est **S=16.8 [m²]**

❖ La surface d’exploitation du plancher revenant au poteau est :

$$S' = [(2.35 + 0.30 + 2.35) \times (2.35 + 0.30 + 1.225)] - (0.30)^2 = 19.285 \text{ [m}^2\text{]}$$

II-5-3-Détermination du poids propre des éléments :

Avec : $\rho = 25 \text{KN/m}^2$

a. Poids propre des planchers :

plancher	Surface d’influence (m ²)	Charge G (KN/m ²)	Poids propre (KN)
terrasse	16.8	5.60	Pt=16.80x5.60=94.08
Etage courant	16.8	5.15	p _c =5.15x16.80=86.52

Tableau II.5 : charges permanentes des planchers.

b. Poids propre des poutres :

Plancher	Poids propre des poutres (KN)	Poids total des poutres (KN)
Poutre secondaire	$P_{pp}=0.4 \times 0.3 \times 3.515 \times 25 = 10.725$	$P_t = 10.725 + 10.281 = 21.006$
Poutre principales	$P_{ps} = 0.25 \times 0.35 \times 4.7 \times 25 = 10.281$	

Tableau II.6 poids propre des poutres

c .Poids propre des poteaux:

Poteaux	Poids propre(KN)
Etages courant et entre sol	$(0.3 \times 0.3 \times 3.06) \times 25 = 6.89$
RDC	$(0.3 \times 0.3 \times 3.89) \times 25 = 8.75$

Tableau II.7 poids propre des poteaux

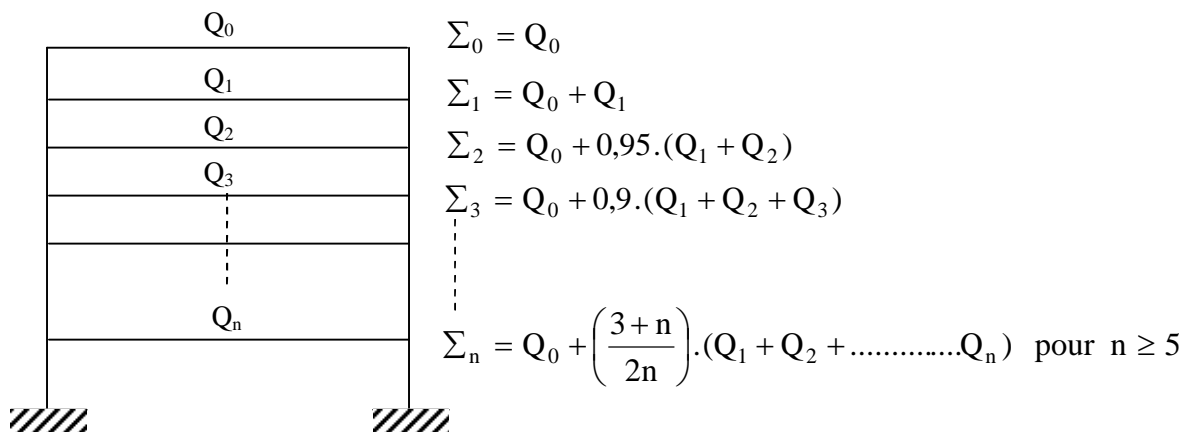
d. Surcharge des planchers :

Plancher	Surcharge(Q_i) KN
Terrasse	$Q_t = 1 \times 19.285 = 19.285$
Etage courant	$Q_c = 1.5 \times 19.285 = 28.927$
Etage de RDC	$Q_{RDC} = 5 \times 19.285 = 96.425$
Entre sol	$Q_{ES} = 2.5 \times 19.285 = 48.212$

Tableau II.8 Surcharge des planchers

II-5-4-La loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étage :

Les règles BAEL nous imposent une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété du chargement sur tous les planchers et suivant le DTR .Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 ce qu'est le cas de notre structure.



❖ Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 19.285 \text{KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + Q_1 = 48.255 \text{KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 74.328 \text{KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 97.504 \text{KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 117.783 \text{KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 135.165 \text{KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 149.65 \text{KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 163.265 \text{KN}$$

$$Q_{ES} = Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 189.966 \text{KN}$$

$$Q_{RDC} = Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 248.586 \text{KN}$$

II-3-5-Tableau récapitulatif des calculs relatifs a chaque niveau et la détermination des sections des poteaux :

Niv	Charges permanente et surcharges (KN)								Sections des poteaux (cm ²)	
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _t	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée=} N/σ _{bc}	S _{adoptée}
terrasse	94.08	21.006	/	115.086	115.086	19.285	19.285	134, 371	89.580	30X30
7	86.52	21.006	6.89	114.416	229.502	48.255	67.54	297,042	198.028	30X30
6	86.52	21.006	6.89	114.416	343.918	74.328	141.868	485,786	323.857	30X30
5	86.52	21.006	6.89	114.416	458.334	97.504	239.372	697,706	465.137	30X30
4	86.52	21.006	6.89	114.416	562.750	117.783	357.155	919,905	613.270	30X30
3	86.52	21.006	6.89	114.416	687.166	135.165	492.320	1179,486	786.324	30X30
2	86.52	21.006	6.89	114.416	801.582	149.650	641.970	1443,552	962.368	35X35
1	86.52	21.006	6.89	114.416	915.998	163.265	805.235	1721,233	1147.488	35X35
E.S	86.52	21.006	6.89	114.416	1030.414	189.966	995.201	2025,615	1350.41	40X40
RDC	86.52	21.006	8.75	116.276	1146.69	248.586	1243.787	2390,477	1593.651	40X40

II-9-Vérification relatifs aux coffrages_(Art 7.4.1 RPA99, VERSION2003)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois, et les dés de coffrage sont interdites.les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- ✓ $min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculées et vérification	Observation
30X30	Min (b, h) ≥ 30cm	Min(30,30)=30≥30	vérifier
	Min (b, h) ≥ he/20	Min(30,30)=30≥306/20=15.30	vérifier
	1/4 < b/h < 4	1/4 < 30/30 = 1 < 4	vérifier
35X35	Min (b, h) ≥ 30cm	Min (35,35)=35 ≥ 30cm	vérifier
	Min (b, h) ≥ he/20	Min(35,35)=35 ≥ 14.3cm	vérifier
	1/4 < h/b < 4	1/4 < h/b = 1 < 4	vérifier
40X40	Min (b, h) ≥ 30cm	Min(40,40)=40 ≥ 30	vérifier
	Min (b, h) ≥ he/20	Min(40,40)=40 ≥ 14.3	vérifier
	1/4 < h/b < 4	1/4 < 1 < 4	vérifier

Tableau-II-10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99Art7.4.1

II-10-Vérification des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$)

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d’inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Avec : $l_0=3.89$ RDC et 3.06 pour entre sol et étage courant.

- Poteau (40X40) $\Rightarrow \lambda=2.42 \times 3.89 / 0.40 = 23.53 < 50$ **vérifier.**
- Poteau (40X40) $\Rightarrow \lambda=2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$ **vérifier.**
- Poteau (35X35) $\Rightarrow \lambda=2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.15 < 50$ **vérifier.**
- Poteau (30X30) $\Rightarrow \lambda=2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24.68 < 50$ **vérifier.**

Tous les poteaux sont vérifiés au flambement.

Conclusion :

Les différentes règles lois et documents techniques nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Les planchers en corps creux : $16+4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur du corps creux : } 16[\text{cm}] \\ \text{La hauteur de la dalle de compression : } 4[\text{cm}] \end{array} \right.$

- Les poutres principales : 40X30
- Les poutres secondaires : 35x 30
- Les poteaux :
 - RDC et étage de service : 40X40.
 - 1^{er} et 2^{eme} étages : 35X35.
 - 3^{eme}8^{eme} étages : 30X30.
- Les voiles : épaisseur de voile $e = 0.2\text{m}$

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

III- Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

III-1- Calcul des planchers en corps creux :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux ont une épaisseur de (16+4) cm avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520), sauf les balcons et le plancher de l'ascenseur qui sont en dalle pleine.

On fait l'étude du plancher le plus sollicité.

Les planchers à corps creux sont constitués de:

- Nervures appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant acoustique et thermique, sa dimension est de 16 cm.
- Une dalle de compression de 4 cm.

III-1-1) Ferrailage de la dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TL 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes : (BAEL 91 .B.8.6.423).

- 20cm (5pm) pour les armatures \perp aux poutrelles.
- 33cm (3pm) pour les armatures \parallel aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis :

$50\text{cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$ (L' : entre axe des poutrelles).

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } e = 20 \text{ cm.}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{\parallel} = 4T4 = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ avec } : e = 25 \text{ cm.}$$

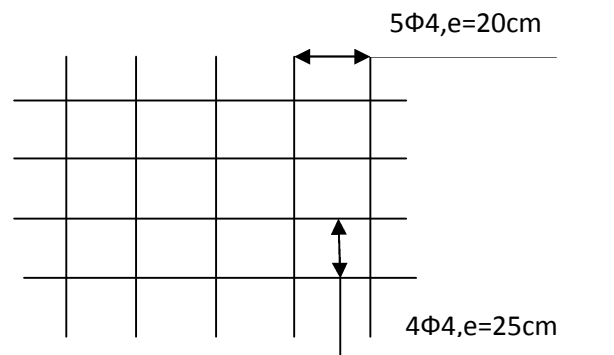


Fig III.1.1 : Treillis soudé de 20X25cm

Conclusion : On adoptera un treillis soudé de dimension (20 x 25) cm en TLE 520.

III-1-2-Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes.

Étape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et de la main d'œuvre.

➤ Poids propre de la poutrelle : $G 1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

➤ Poids du corps creux : $G 2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

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

➤ La main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue).

➤ **Combinaison de charge :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35(0,74) + 1,5.1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Moment en travée :**

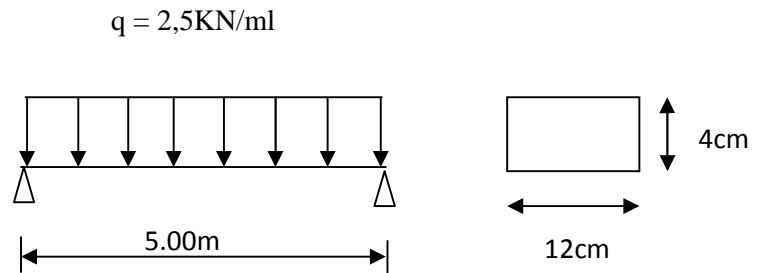
$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5.5^2}{8} = 7.81 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5.5}{2} = 6,25 \text{ KN}$

b. Calcul des armatures :

Soit: $c = 2 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$



(Fig.III.1.2) Schéma statique de la travée la plus défavorable

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.81 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 11.46 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

NB : Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

Étape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

$h = (16 + 4) = 20\text{cm}$; Hauteur de la poutrelle.
 $h_0 = 4\text{ cm}$; Hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12\text{ cm}$; Largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

$L_0 =$ Distance entre deux poutrelles ;

$$L_0 = 65 - 12 = 53\text{ cm.}$$

L : Largeur de la plus grande travée : $L = 5,00\text{ m}$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 50 ; 32 \right\} \text{ cm} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

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

Remarque :

Le calcul se fera pour le plancher à étage courant (usage d'habitation), avec une surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.

b) Charges et surcharges :

La poutrelle supporte :

Poids propre du plancher : $G = 5,15 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/ml}$

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

$$qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,35) + 1,5 (0,975) = 5,985 \text{ KN/ml} \quad .$$

c) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants :**Méthode de calcul :**

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

c.1/ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées. \Rightarrow Condition vérifiée.

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{l_2}{l_1} = \frac{5,00}{5,00} = 1 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \Rightarrow Condition vérifiée.

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

c.2/ Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_o dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c.3/ Présentation de la méthode :

✚ M_o : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.

✚ M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

✚ α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.15} = 0.225 ; (0 < \alpha < 2/3)$$

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

• $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$

• $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

• $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

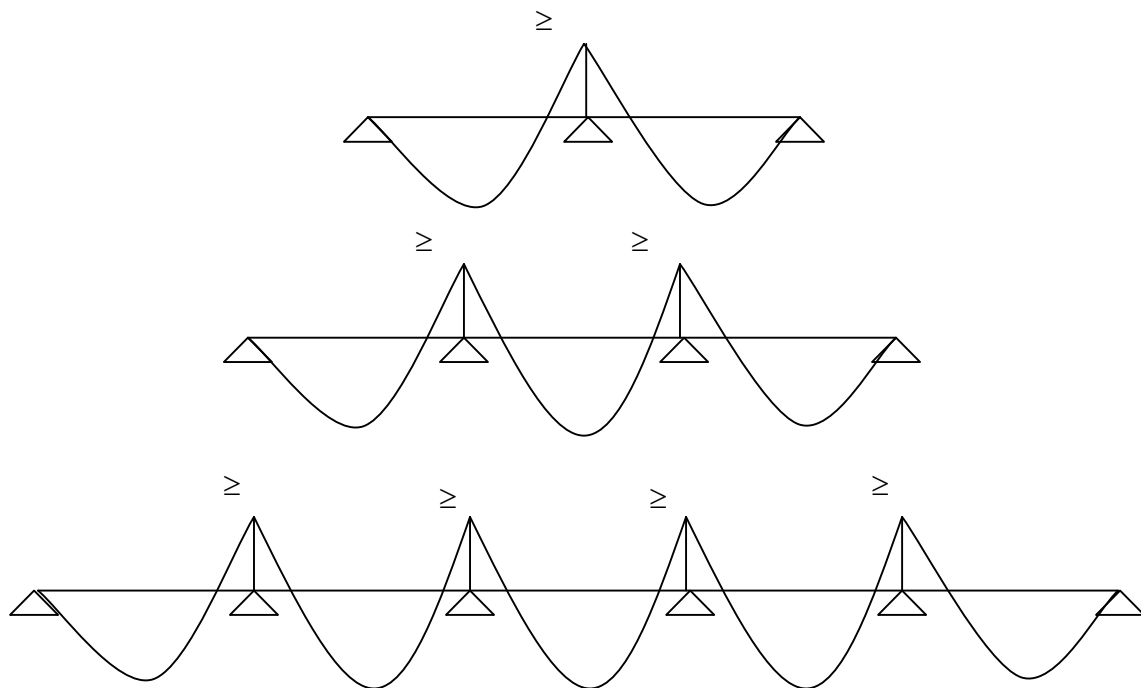
$$\alpha = 0,225 \Rightarrow (1 + 0,3 \alpha) = 1,068 \Rightarrow \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0.534 ; \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0.634$$

• La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0,6 M_0 : Pour une poutre à deux travées.

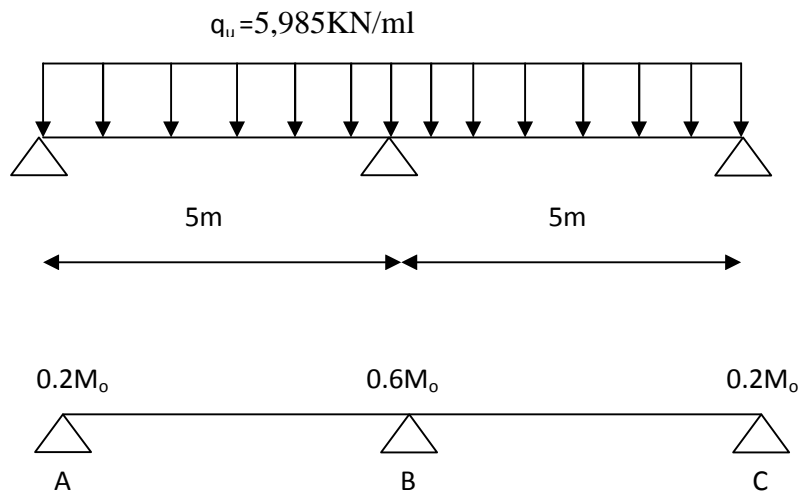
0,5 M_0 : Pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0,4 M_0 : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



FigIII.1.4

❖ **Études des poutrelles** : nous avons à calculer un type de poutrelle : à deux travées



1. Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5.985(5)^2}{8} = 18.7 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.2M_0 = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6M_0 = 11.22 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2M_0 = 3.74 \text{ KN.m}$$

3. Calcul des moments en travées :

➤ **Travée AB :**

- $M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1.068 \geq 1,05$

$$M_{tAB} + \frac{3,74 + 11,22}{2} \geq 1,068 \times 18,70$$

$$M_{tAB} \geq -7,48 + 19,97 \Rightarrow M_{tAB} \geq 12,49 \text{ KN.m}$$

- $M_{tAB} \geq \left(\frac{1,20 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$

$$M_{tAB} \geq 0,634M_0 \Rightarrow M_{tAB} \geq 11.86 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{tAB} = 12,49 \text{ KN.m}$

➤ Travée BC :

- $M_{iBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ Avec : $(1 + 0,3\alpha) = 1,068 \geq 1,05$

$$M_{iBC} + \frac{11,33 + 3,74}{2} \geq 1,068 \times 18,70$$

$$M_{iBC} \geq -7,48 + 19,97 \Rightarrow M_{iBC} \geq 12,49 \text{ KN.m}$$

- $M_{iBC} \geq \left(\frac{1,20 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$

$$M_{iBC} \geq 0,634 M_0 \Rightarrow M_{iBC} \geq 11,86 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{iBC} = 12,49 \text{ KN.m}$

Remarque: Par symétrie: $M_{iAB} = M_{iBC} = 12,49 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant : [KN.m]

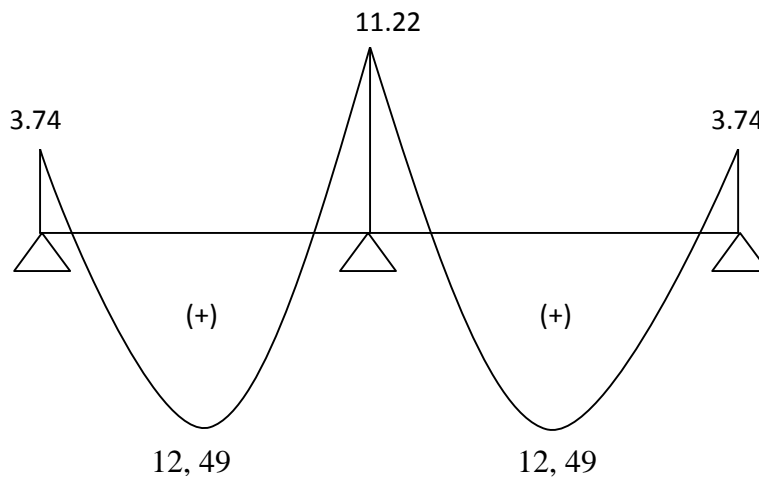


Fig III.1.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des efforts tranchants :

$$\theta(x) = \frac{q \cdot L}{2} - qx$$

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ Travée AB :

$$V_A = \theta(A) + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{q_u \cdot l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$V_A = \frac{5,985 \times 5,00}{2} + \frac{(-11,22) - (-3,74)}{5,00} = 13,47 \text{KN}$$

$$V_B = \theta(B) + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{5,985 \times 5,00}{2} + \frac{(-11,22) - (-3,74)}{5,00} = -16,46 \text{KN}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_B = \theta(B) + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$V_B = \frac{5,985 \times 5,00}{2} + \frac{(-3,74) - (-11,22)}{2} = 18,70 \text{KN}$$

$$V_C = \theta(C) + \frac{M_C - M_B}{L_{AB}} = -\frac{q_u L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$V_C = -13,47 \text{KN}$$

Diagramme des efforts tranchants : [KN]

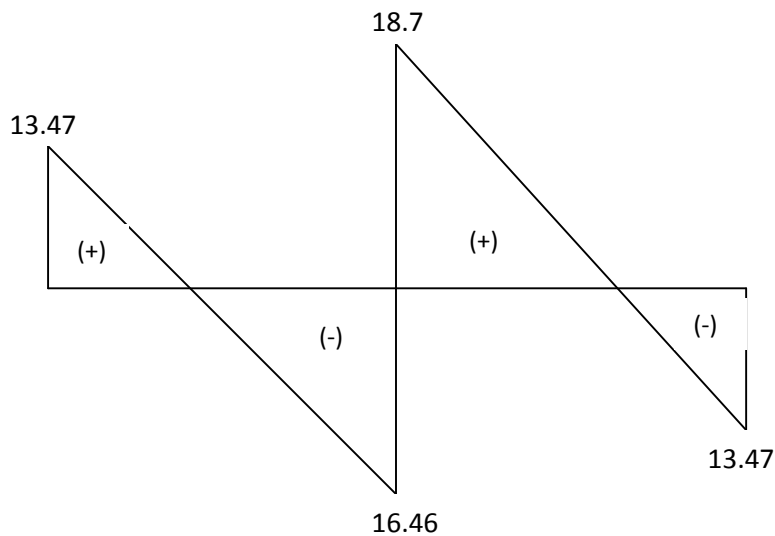


Fig III.1.7 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

d) Ferrailage : Le ferrailage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

1) Armatures longitudinales :

▪ **En travée :**

$$M_{t \max} = 12.49 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - 0.5h_0) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04(0.18 - 0.5 \times 0.04) \\ = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 12.49 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.49}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.042$$

$$\mu_b = 0.042 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.49 \cdot 10^3}{0.979 \cdot 18.384} = 1.846 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**

▪ **Aux appuis :**

$$M_{a max} = 11.22 \text{ K N.m}$$

Le béton de la table de compression est entièrement tendu, nous avons à considérer une section rectangulaire (12x20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.22}{0.12 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2 \cdot 10^3} = 0.203$$

$$\mu_b = 0.203 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.203 \Rightarrow \beta = 0.885$$

$$A_a = \frac{M_{a max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.22 \cdot 10^3}{0.855 \cdot 18.384} = 2.095 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA12 = 2.26 cm²**

2) Armatures transversales : (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l^{max}; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} = 0.57; 1.2; \frac{12}{10} = 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 0.54 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times 3.14 \times 0.54^2}{4} = 0.46 \text{ cm}^2, \text{ Donc: } A_t = 2\phi_8 = 1 \text{ cm}^2.$$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = \min\{16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : **S_t = 16 cm**

On adopte à un étrier de $\phi_t = \text{mm}$ et d'espacement de $S_t = 16 \text{ cm}$.

e) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : Art A.4.2/BAEL 91

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

➤ En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

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

Condition vérifiée

➤ Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1, 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_o \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{18,70 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant :

Influence sur le béton :

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = 18,70 \text{ KN} \ll \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Influence sur les armatures :

$$A_s = \left(T_u^{max} + \frac{M_u^{app}}{0,9 \cdot d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18,70 + \frac{11,22}{0,9 \cdot 18} \right) \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_s = 0,56 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,70 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times \pi \times 10} = 1,225 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,225 MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MP_a$$

Condition vérifiée

▪ **Ancrage des armatures : [2]**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (HA)} \quad , \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot 400}{4,2,835} = 35,27 \cdot \phi$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 42,33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesure hors croche est de :

$$l_a = 0,4 \cdot l_s = 16,93 \text{ cm} .$$

f) Calcul à l'ELS :

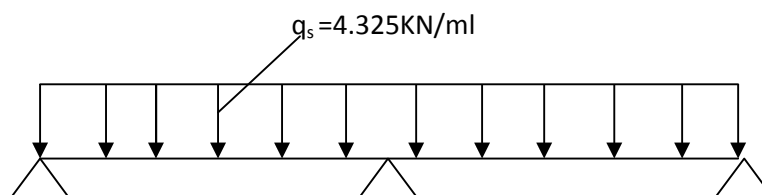
Pour les calculs à l'ELS on peut utiliser une méthode simplifiée pour la détermination des sollicitations, cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport : $\beta = q_s / q_u$ et on multiplie les moments et les efforts tranchants à l'ELU par ce coefficient qui nous donne les valeurs des sollicitations.

Le chargement à l'ELS:

$$q_s = G + Q = (3,35 + 0,975) = 4,325 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s l^2 / 8 = 4,325 \times 5^2 / 8 = 13,16 \text{ KN.m}$$

$$\beta = q_s / q_u = 4,395 / 5,985 = 0,734 \Rightarrow M_s = 0,734 M_u$$



Calcul des efforts interne :

Après application de la méthode forfaitaire (expose précédemment) on obtient les valeurs des moments données ci-dessous sous forme de diagramme

[KN.m]

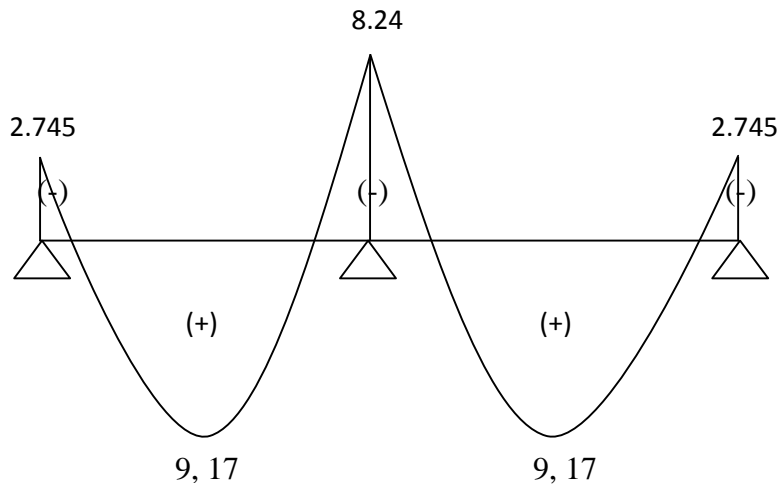


Fig III.1.8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

[KN]

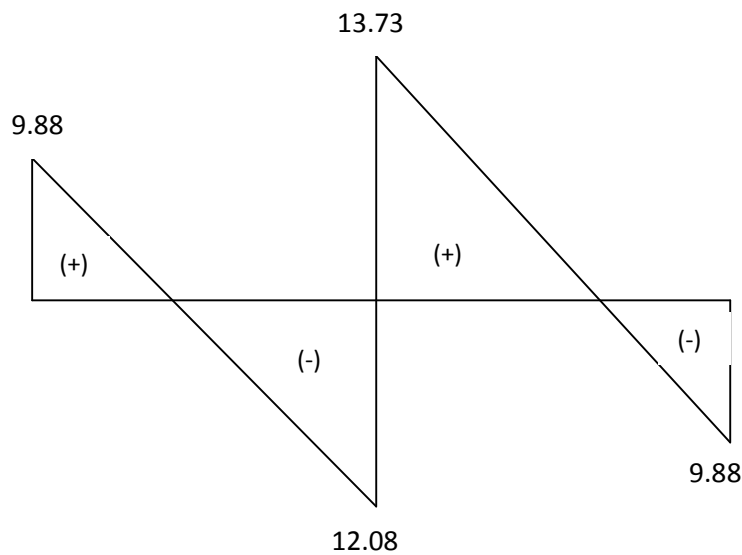


Fig III.1.9 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Moments fléchissant max:

En travée : $M_{t \max} = 9,17 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_{a \max} = 8,24 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants max : $T_{\max} = 13,73 \text{ KN}$.

Vérification à l'ELS :

❖ État limite de compression de béton :(Art .4.5 ,2/BAEL91)

- On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

➤ **En travée :** La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est :

$$A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2 .$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1,09 .$$

$$\rho_1 = 1,09 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \quad \text{et } K_1 = 19,72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}} = \frac{9,17 \cdot 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 253,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{253,25}{19,17} = 13,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_2 = \frac{100 A_a}{b_0 \cdot d} = 1,046$$

$$\rho_2 = 1,046 \Rightarrow \beta_2 = 0,858 \quad \text{et } K_2 = 20,33$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_2 \cdot d \cdot A_a} = \frac{8,24 \cdot 10^3}{0,858 \times 18 \times 2,26} = 236,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{Sa}}{K_2} = \frac{236,08}{20,33} = 11,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- ❖ **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :** La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.
- ❖ **Vérification de la flèche :** (Art B.6.8,424/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0,04 > 0,044 \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{500} > \frac{1}{15} \times \frac{9,17}{13,16} = 0,046 \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{St}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{A_{St}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Les trois conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche :(Art B6 .5.2/BAEL 91)

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

\bar{f} : La flèche admissible

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

Avec :

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

la nervure

Calcul des paramètres :

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx' :

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

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

B_0 : la section homogénéisée

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{M^{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.17 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.35} = 220.76 \text{ MPa}$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 220.76 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.011 \times 220.76 + 2,1} ; 0 \right) = 0.69$$

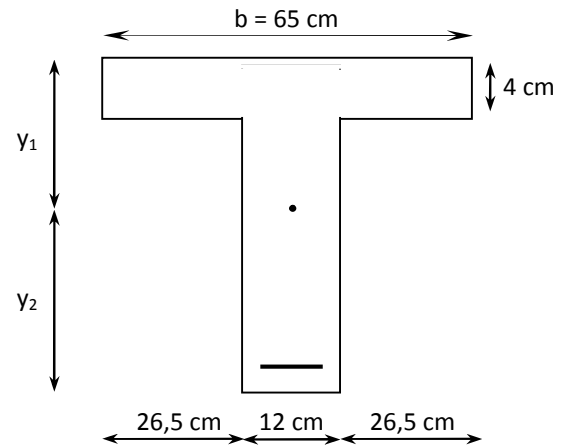
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.50$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003.24}{1 + (0.69 \times 1.50)} = 10812.56 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.17 \times 10^3 \times (500)^2}{10 \times 10818,865 \times 10812.56} = 0.96 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

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



III-2 L'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort **G** due a son poids propre et un effort horizontale **Q** due à la main courante provoquant un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de un mètre de largeur.

III-2-1 Dimension de l'acrotère :

Largeur : 100 cm

Hauteur : 60cm

Epaisseur : 10cm

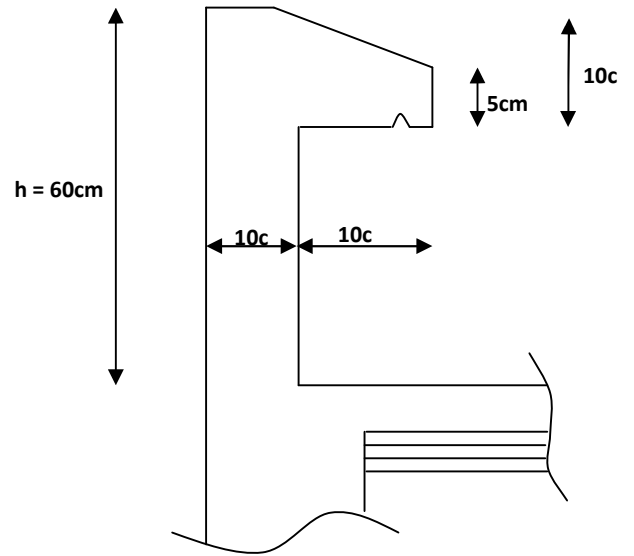


Fig III.2.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

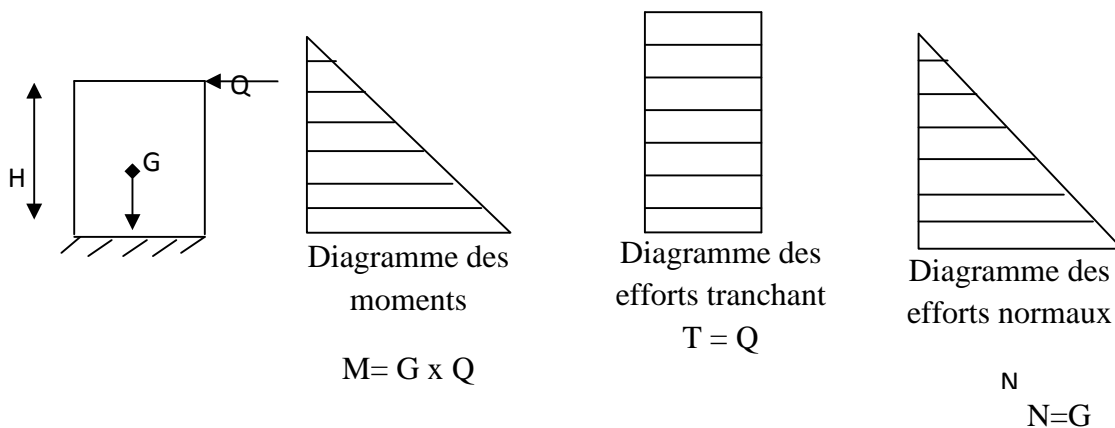


Fig III-2.2 Schéma statique de calcule et diagramme des efforts.

III-2-2-Calcul de sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :

$$N_G = \rho \cdot S \cdot 1 \text{ m}$$

ρ : masse volumique de béton

S : section transversal de l'acrotère

$$N_G = 25 * [(0.6 * 0.1) + (0.05 * 0.2 / 2) + (0.05 * 0.2)] * 1$$

$$N_G = 1.875 \text{ KN}$$

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

Effort normal : $N_G = 1,875 \text{ KN}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III.2.3 Combinaisons de charges :

❖ **ELU** : La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

• **Effort normale du a G :**

$$N_u = 1.35 * 1.875 = 2.531 \text{ KN}$$

• **Moment de renversement du a Q :**

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 * 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

❖ **ELS** : La combinaison considérée est : $G + Q$

• **Effort normal du a G**

$$N_s = G = 1.875 \text{ KN}$$

• **Moment de renversement :**

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m.}$$

III.2 .4 Calcul de ferrailage :

On étudier une section rectangulaire soumise a l'effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ et un moment de renversement $\langle\langle M \rangle\rangle$; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1[m]

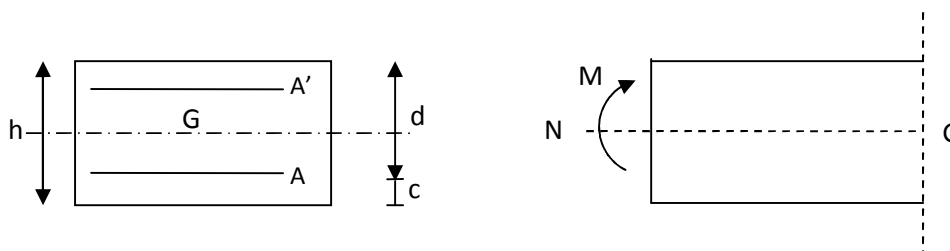


Fig-III-2-3-Schéma de calcul de l'acrotère

✚ Calcul a LELU :

• Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u$$

Avec :

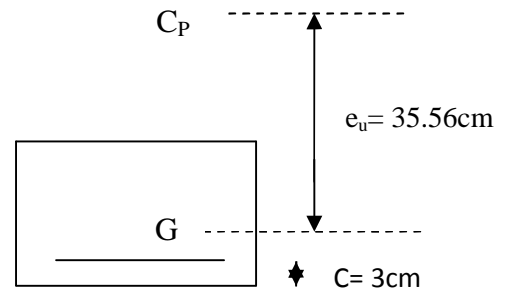
e : excentricité, distance entre le centre de gravite de la section et le centre de pression.

Mu : moment dû à la compression.

Nu : effort de compression.

Cp : centre de pression.

C : l'enrobage



$$e_u = (0.9/2.531)100=35.56\text{cm}$$

$$a = (h / 2) - c = (10/2)-3=2\text{cm} .$$

a : la distance entre le CDG et le CDG des armatures tendues.

$$e_u = 35.56\text{cm} > 2\text{cm}$$

D'ou le centre de pression se trouve a l'extérieure de la zone délimitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

• Calcul de en flexion simple de la section fictive :

❖ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u [(h/2)-c]$$

$$M_f = 0.9 + 2.531[(0.1/2)-0.03] = 0,950 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures fictive:

$$\mu_u = \frac{M_{fu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,950 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S .A}$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,013 \Rightarrow \beta = 0.993$$

Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{0,950 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.392 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des armatures réelles (flexion composée) :

La section réelle des armatures $A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$A_u = 0,392 - \frac{25.31}{348} = 0,319 \text{ cm}^2$$

III-2-5 Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/A.4.2,1) :**

Généralement le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

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

Avec :

$$e_s = M_s / N_s = (0,6 / 1,875) \times 100 = 32 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,319 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\text{Par conséquent on prend } A = A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2 .$$

On adoptera 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 ; \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-2-6 Vérification au cisaillement (Art III.2.BAEL 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable on doit vérifier que :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq \bar{\tau}_v = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

V_u : effort tranchant max à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (1,5 \cdot 10^3) / (10^3 \times 70) = 0,021 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_v = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

III-2-7 Vérification de l'adhérence dans les barres (Art.6.1.3.BAEL99) :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela on doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{tj}$$

Ψ_s : coefficient d'adhérence = 1.5 pour HA

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

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures. $U = \pi \Phi = 3.14 \times 8 = 25.12 \text{ mm}$

$$\sum U_i = 4 \times 25.12 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.510^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.236 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III-2-8 Vérification des espacements :

La fissuration est préjudiciable $S_t \leq \min(2h, 25 \text{ cm})$.

On opte pour un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-2-9 vérification a LELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

❖ **Dans l'acier :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

La fissuration étant préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_I = 44.17 \\ \beta_1 = 0.915 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 46.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

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

$$\sigma_b = \sigma_{st} / K_1 = 201.63 / 44.17 = 4.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III-2-10 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifiée 2003)

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales « F_p » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « Q »

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone obtenue dans le tableau (4-1) du [1] suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$$W_p = \rho \times S = 1.875 \text{ KN}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (élément console)}$$

$$A = 0.25 \quad (\text{Zone III, groupe d'usage 2})$$

D'où :

$$F_p = 4 \cdot 0.25 \cdot 0.8 \cdot 1.875 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.5 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Remarque : On remarque que l'action des forces horizontales « F_p » est supérieure à l'action de la main courante « Q » donc le ferrailage adopté sous la charge « Q » doit être recalculé sous l'action des forces horizontales « F_p ».

1. Calcul des sollicitations :

❖ **Effort normal du au poids propre :**

$$N_G = \rho \times S = 25 \times [(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2/2) + (0.05 \times 0.2)] \times 1$$

$$N_G = 1.875 \text{ KN}$$

❖ **Effort latéral**

$$F_P = 1.5 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment de renversement du à l'effort latéral :**

$$M_s = F_P \times H \times 1 \text{ ml} = 1.5 \times 0.6 \times 1 = 0.9 \text{ KN.m}$$

2. Combinaison de charges :

➤ **L'ELU : 1.35G+1.50Q**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.875 = 2.531 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment de renversement du à F_P :**

$$M_u = 1.5 F_P = 1.5 \times 0.9 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.35 \text{ KN.m}$$

➤ **L'ELS : G+Q**

▪ **Effort normal du à G :**

$$N_s = G = 1.875 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment de renversement :**

$$M_s = M_{F_P} = 0.9 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de ferrailage :

Il est déterminé en flexion composée, en étudiant une section rectangulaire soumise à l'effort normal $\langle\langle N \rangle\rangle$ et un moment de renversement $\langle\langle M \rangle\rangle$

A/ Calcul à l'ELU:

▪ **Calcul de l'excentricité:**

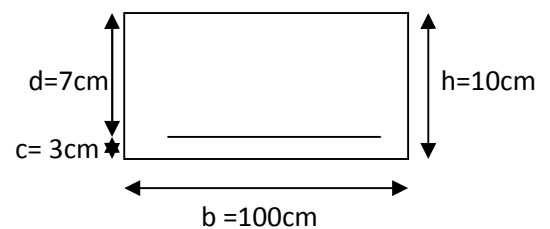
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{1.35}{2.531} \times 100 = 53.34 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } e_u = 53.34 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

⇒ Section partiellement comprimée



(Fig. III-2-5-) Représentation d'une bande de 1m de largeur de l'acrotère.

▪ Calcul en flexion simple de la section fictive :

❖ Calcul du moment fictif :

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

$$M_f = 1.35 + 2.531 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1.4 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

❖ Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{1.4 \times 1000}{0.990 \times 7 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_f = 0.58 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul en flexion composée :

La Section réelle des armatures

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 0.58 - \frac{25.31}{348} = 0.51 \Rightarrow A = 0.51 \text{ cm}^2$$

B/Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : [2]

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

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.9}{1.875} \times 100 = 48 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.811 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.811 \text{ cm}^2 > A_p = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** Avec : **S_t = 20cm**

➤ Armatures de répartition : [2]

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²/ml** Avec **S_t = 25cm**

➤ Vérification de cisaillement : [2]

On doit avoir : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Avec : } V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \tau_u = V_u / b \cdot d \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{2.25 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.032 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'adhérence :**

On doit avoir : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u_i}$$

▪ **Acier principaux :**

$$\Sigma u_i = n\pi\varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.01 \times 1000}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.318 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.318 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée

▪ **Armatures de répartition :**

$$\Sigma u_i = n\pi\varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.01 \times 1000}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.318 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.318 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Condition vérifiée

C/Vérification à l'ELS :

❖ **Dans l'acier :** $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

La fissuration étant préjudiciable

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_I = 44.17 \\ \beta_1 = 0.915 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_s = \frac{0.9 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 69.91 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 69.91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s}$$

Condition vérifiée.

❖ **Dans le béton :** $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s} \times 201.63}{K_I \times 44.17} = 4.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Condition vérifiée

III-3-Calcul des escaliers de l'étage courant:

1-Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig.III.3.1.

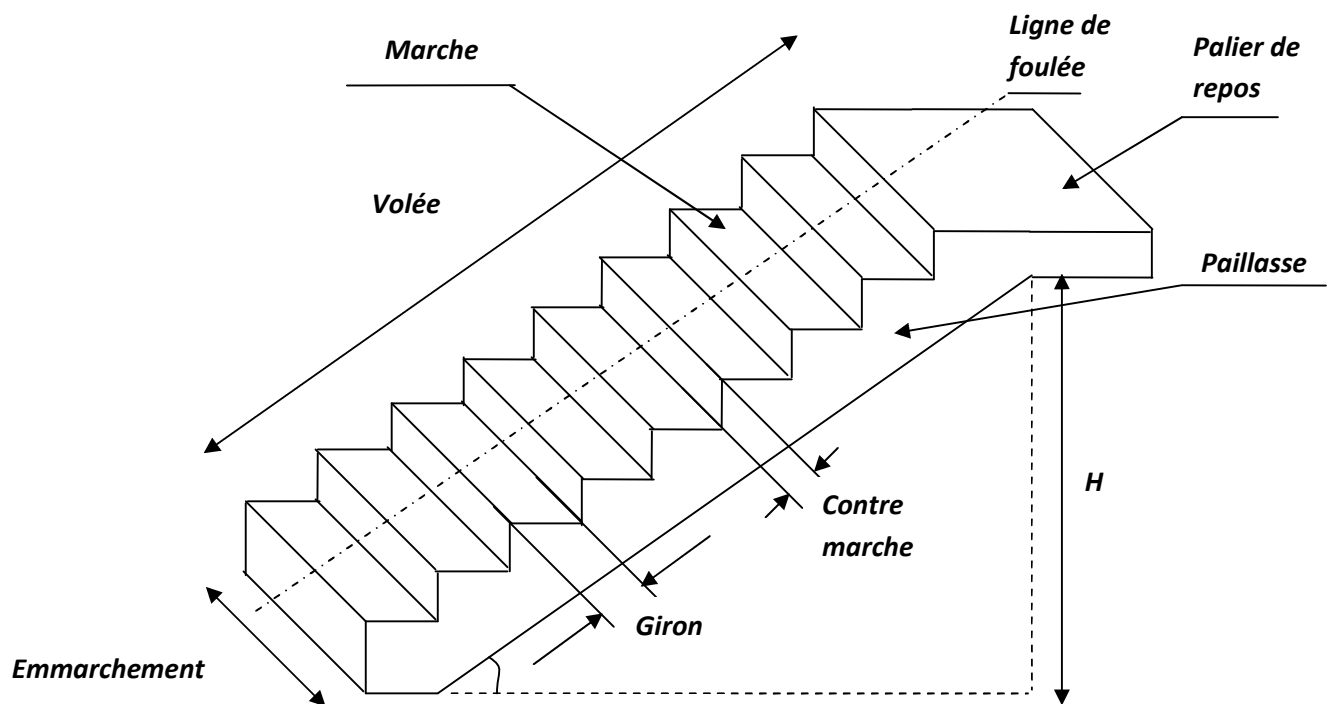


Fig. III.3.1.Principaux termes relatifs à un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

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

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

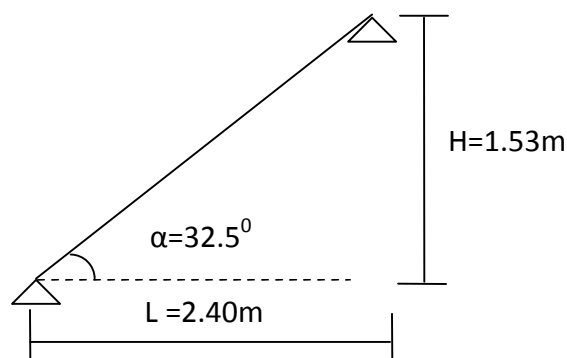


Fig. III.3.2 Schéma statique de l'escalier.

2-Pré dimension des escaliers

Pour le pré dimensionnement d'un escalier on utilise la relation de **BLANDEL** qui lie à la largeur de la marche g et la hauteur de la contre marche h par la relation empirique suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

Avec :

- $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$
- $\frac{h}{g} < 1$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{Et} \quad g = \frac{L_1}{n-1}$$

n : nombre de contre marche.

$m = n-1$: nombre des marche.

$$n \times h = H = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$(n - 1). g = L_1 = 2.40$$

On opte : $h=17 \text{ cm}$.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

On prend le nombre des marches : $m = n - 1 = 8$

$$g = \frac{L_1}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On opte pour : $h = 17 \text{ cm}$ $g = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification :**

- L'embranchement doit être $\geq 1.2 \text{ m}$ dans notre cas on a 1.30 m
- La relation de **BLANDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \leq 64 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{g} = 0.56 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'épaisseur de la paillasse et le palier est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$\tan \theta = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \theta = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{240}{\cos \theta} + 160 = 444.63 \text{ cm}$$

$$\frac{444.63}{30} \leq e_p \leq \frac{444.63}{20} \quad \Rightarrow 14.82 \leq e_p \leq 22.23$$

On opte pour : $e_p = 17 \text{ cm}$

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

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de volée en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple

3-1/Les charges permanentes :

➤ Volée :

- Poids des marches : $. 1/2 \times 1 \times 25 \times 0.17 = 2.125 \text{ KN/ml}$.
- Poids de la paillasse $25 \frac{e_p}{\cos \theta} = \frac{25 \times 0.17}{\cos 32.52} = 5.04 \text{ kN/ml}$
- Poids des revêtements :
 - Carrelage : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ KN / ml}$
 - Mortier : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ KN / ml}$
 - Couche de sable : $18 \times 0,03 \times 1\text{m} = 0,54 \text{ KN / ml}$
 - Enduit : $18 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,36 \text{ KN / ml}$
 - Poids du garde corps : $0, 2 \text{ KN / ml}$.

Total : $G_v = 8,32 \text{ KN} .$

➤ Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times e = 25 \times 0,17 \times 1\text{m} = 4,25 \text{ KN / ml}$
- Poids des revêtements :
 - Carrelage : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ kN / ml}$
 - Mortier : $20 \times 0,02 \times 1\text{m} = 0,40 \text{ kN / ml}$
 - Couche de sable : $18 \times 0,03 \times 1\text{m} = 0,54 \text{ KN/ml}$
 - Enduit: $18 \times 0, 02 \times 1\text{m} = 0,36 \text{ kN / ml}$

Total: $G_{pl} = 5,95 \text{ kN / ml}$.

➤ Poids de mur double cloison :

$$g_{mur} = 2.36 \text{ KN}$$

3-2/ Surcharge d'exploitation : La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ KN / ml}$

4-Combinaison de charge :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_v^u = (1.35 \times 8.32 + 1.5 \times 2.5) = 14.982 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^u = (1.35 \times 5.95 + 1.5 \times 2.5) = 11.7825 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur}^u = 1.35 \times 2.36 = 3.18 \text{ KN}$$

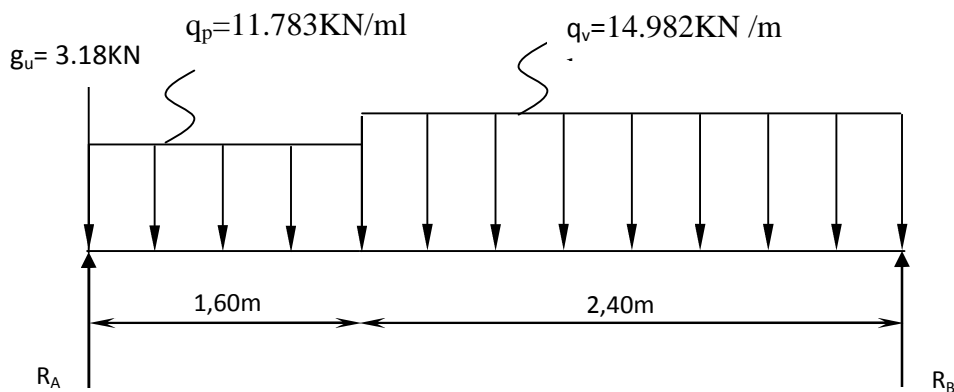
$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$q_v^s = (8.32 + 2.5) = 10.94 \text{ KN/ml}$$

$$q_p^s = (5.95 + 2.5) = 8.45 \text{ KN/ml}$$

$$g_{mur}^s = 2.36 \text{ KN}$$

5-calcul a l'état limite ultime (ELU) :



(Fig.III-3-3) schéma statique du chargement de l'escalier à l'ELU

5-1/Calcul des efforts internes :

➤ Réactions d'appuis :

$R_A = 29.049 \text{ KN}$

$R_B = 28.94 \text{ KN}$

➤ Les efforts tranchants et le moment fléchissant :

• Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1,60$	$-11.783x + 25.87$	0	25.87
		1,60	7.018
$0 \leq x \leq 2,40$	$14.982x - 28.94$	0	-28.94
		2,40	7.018

• Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,20$	$25.87x - 5.89x^2$	0	0
		1,60	26.31
$0 \leq x \leq 2,40$	$28.94x - 7.491x^2$	0	0
		2,40	26.31

- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$T_y = 0 \Rightarrow 14.982 x + 28.94 = 0 \Rightarrow x = 1.932 \text{ m}$

Donc : $M_z^{\max} = 28.94(1.932) - 7.491(1.932)^2$

$M_z^{\max} = 27.95 \text{ KN.m}$

c- Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

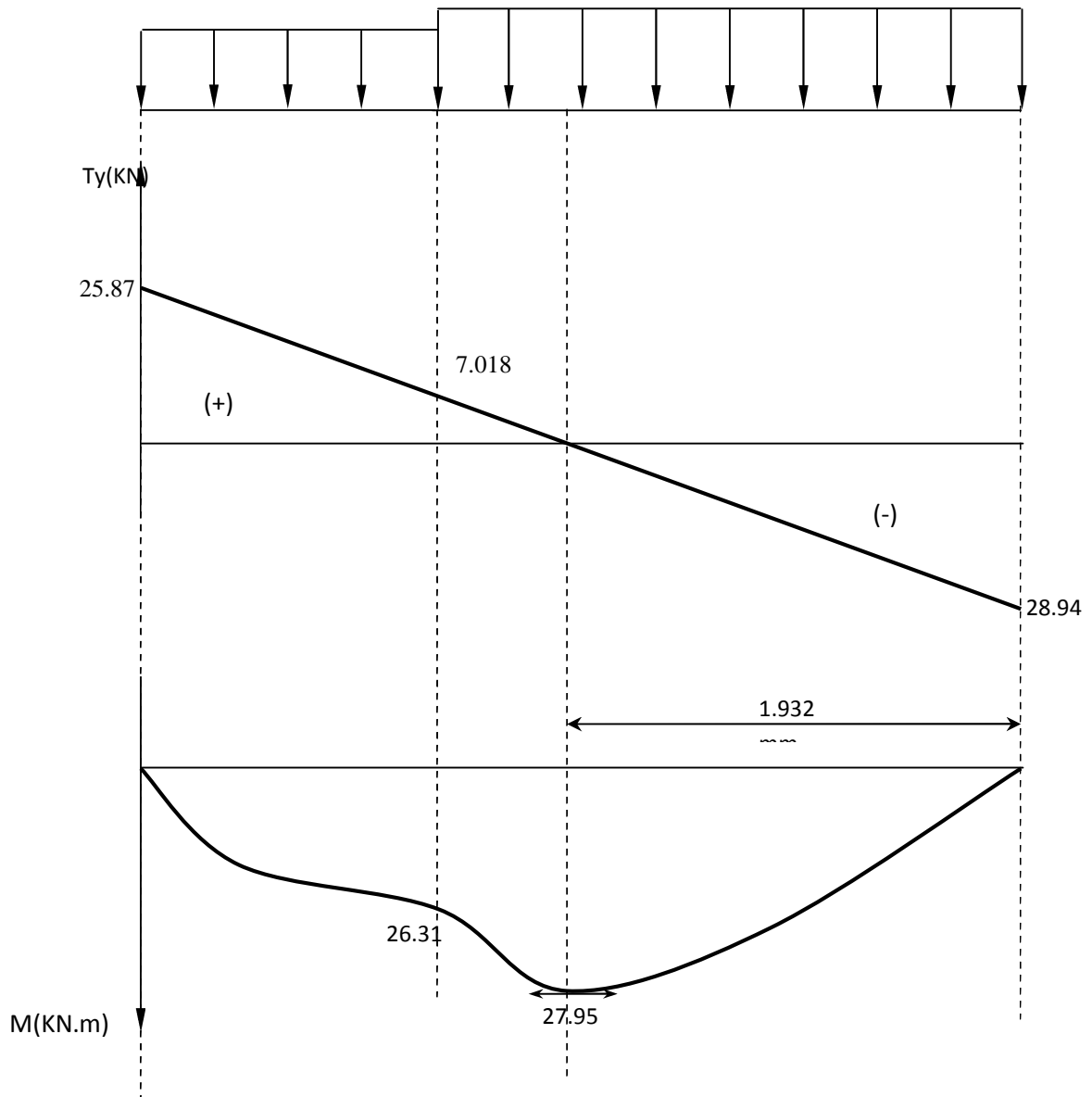


Figure III.11. Diagrammes des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit : $M_t = 0,85 M_0$

$M_a = -0,3 M_0$

Donc : $M_t = 23.76 \text{ KN.m}$

$$M_a = -8.385 \text{ KN.m}$$

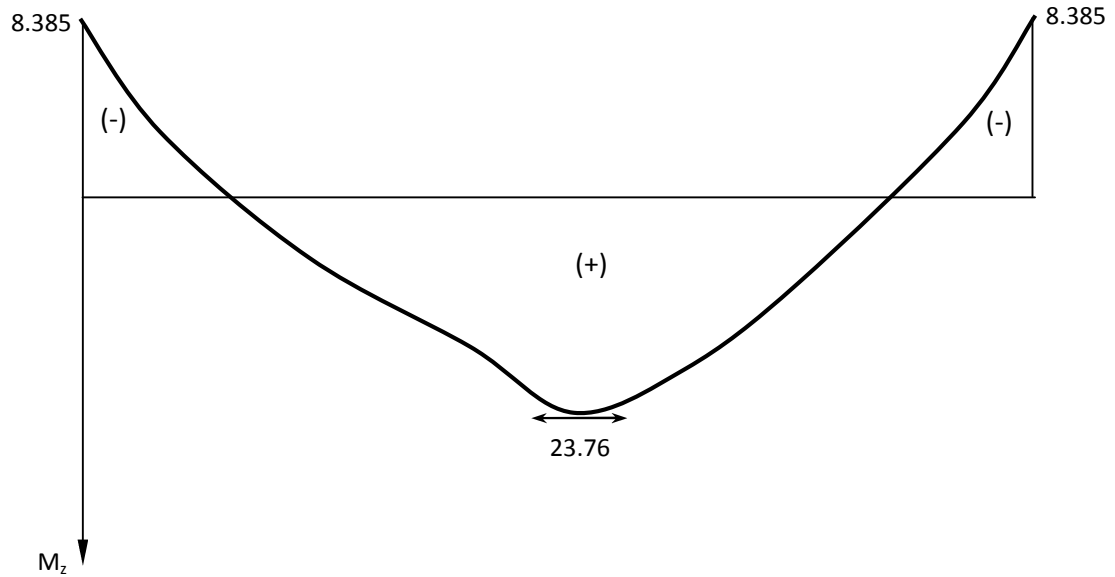


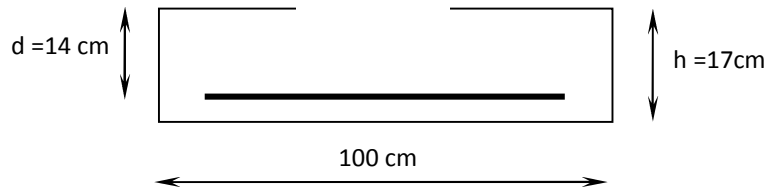
Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

d- Calcul des armatures :

Les calculs se feront en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment :

Aux appuis :

$$M_a = 8.385 \text{ KN.m}$$



▪ **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{8.385 \times 10^3}{100 \times (14)^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_L = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5.817 \times 10^2}{0,990 \times 14 \times 34,8} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 4HA10 avec : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8, avec $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ ($s_t = 25 \text{ cm}$)

- ❖ **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$M_t = 23,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23,76 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,2} = 0,085$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,085 \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{23,76 \times 10^3}{0,955 \times 14 \times 348} = 5,1 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 22 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-3-5- Vérification à L'ELU :

a- Condition de non fragilité : BAEL 91/ART.A.4.2,1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$(A_t, A_a) > A_{\min} \Rightarrow$ Conditions vérifiées

b- Répartition des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_t < \min(3h ; 33) = \min(51 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \left\{ 25, 22 \right\} [\text{cm}] < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(68; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = \left\{ 25, 25 \right\} [cm] < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL 91/ART A.6.1,3

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA}$$

$$V_u^{\max} = 28,94 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,94 \times 1000}{0,9 \times 140 \times 226,1} = 1,016 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 /ART.A.5-1.2

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

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

$$\tau_u = \frac{28,94 \times 10}{100 \times 14} = 0,207 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 91/ART.A.5-1.3.21

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 14 \times 10}{1,5} = 840$$

$$V_u^{\max} = 28,94 \text{ KN} < 840 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(28,94 + \frac{(8,385) \times 10^2}{0,9 \times 14} \right) = 0,275$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,275 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Ancrage des barres aux appuis :** (Art.6.1.2.2, BAEL 91).

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

Pour $\Phi = 1.0 \text{ cm}$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm} . \text{ On prend } l_s = 30 \text{ cm}.$$

Pour $\Phi = 1.2 \text{ cm}$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} .$$

Les armatures doivent comportées des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l_a \geq 0.4 l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.084 \text{ cm}.$$

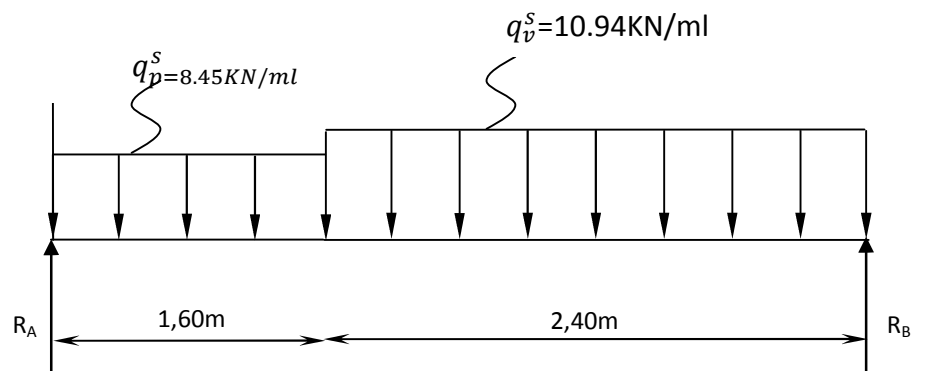
$$l_t \geq 0.4 l_s = 0.4 \times 42.25 = 16.9 \text{ cm}.$$

III-3-6- Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELS :

a. Réaction d'appuis :

$$R_A = 21.0528 \text{ KN} \quad 19.0999$$

$$R_B = 21.0832 \text{ KN}$$



b. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

b-1- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,60	-8,45x+18,69	0	18,69
		1,60	5,173
0 ≤ x ≤ 2,40	10,94x-21,08	0	-21,08
		2,40	5,173

b-2- Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,60	18.691x - 4.22x ²	0	0
		1,60	19,09
0 ≤ x ≤ 2,40	21.08x - 5,47x ²	0	0
		2,40	19,09

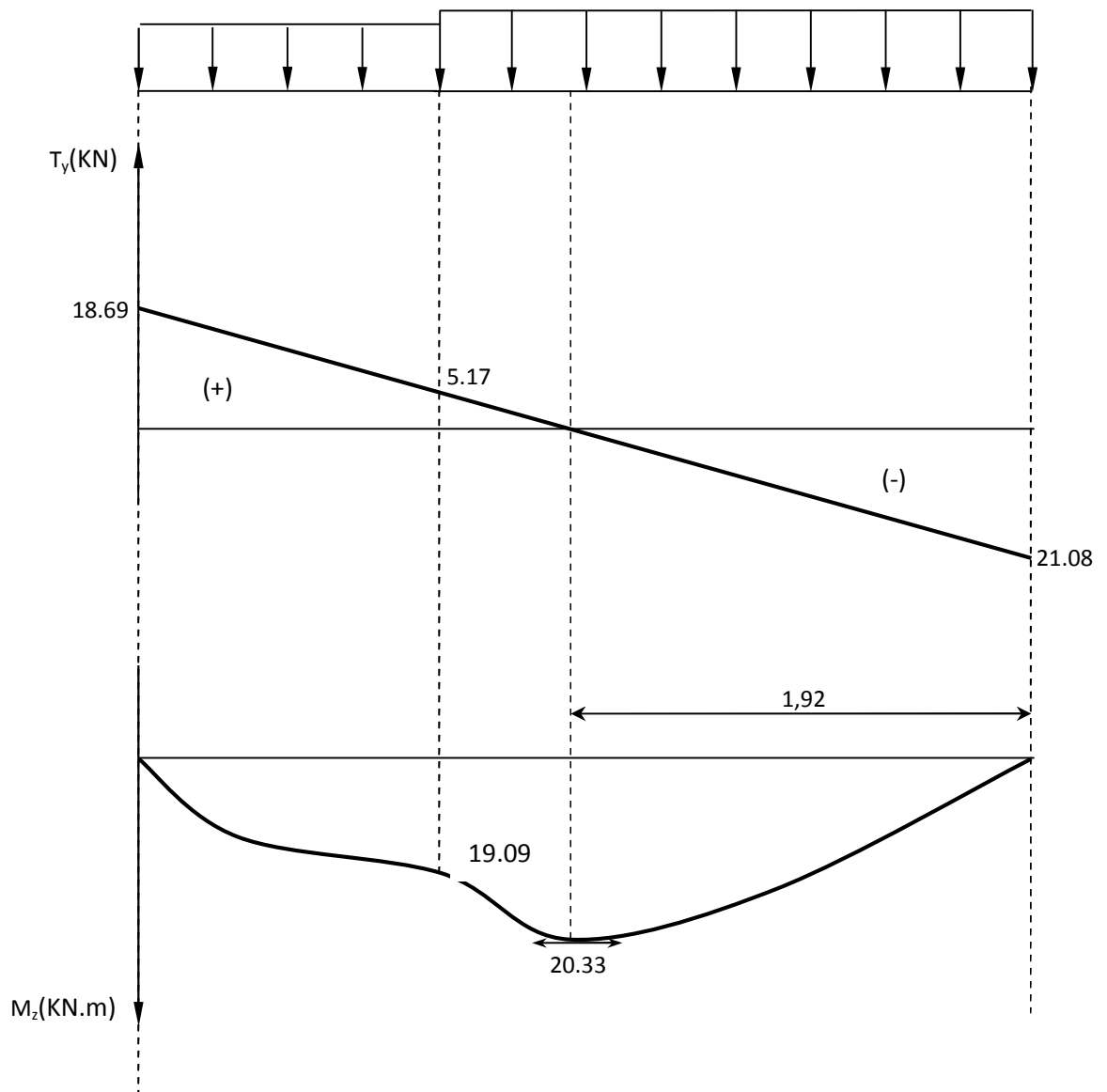
- Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 10,94x - 21,08 = 0 \Rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_z^{\max} = 18,691(1,92) - 4,22(1,92)^2$$

$$M_z^{\max} = 20,33 \text{ KN.m}$$

c- Diagramme des sollicitations à L'ELS :



Afin de tenir compte des semi-encastrements :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 20.33 = -6.1 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 20.33 = 17.28 \text{ KN.m}$$

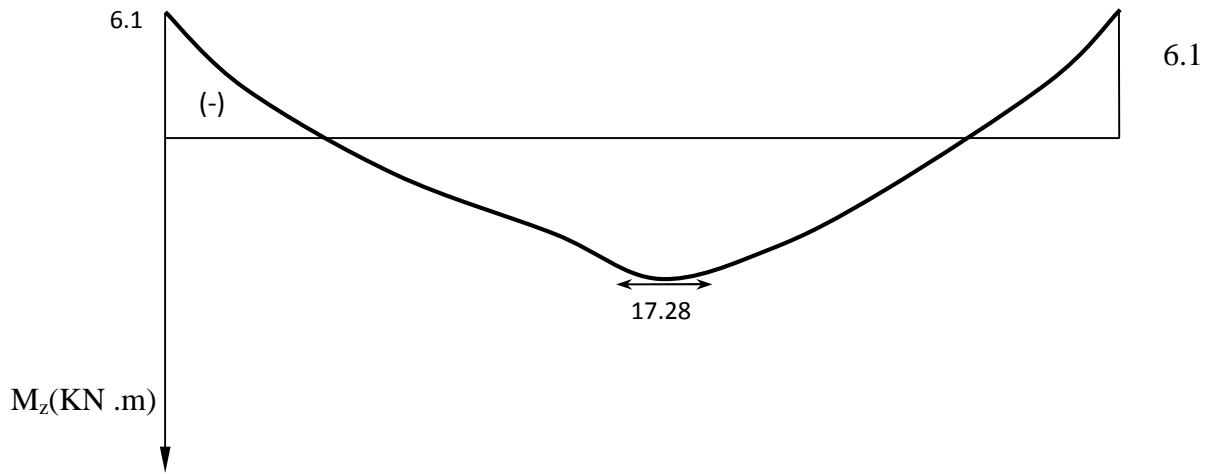


Diagramme des moments fléchissant en tenant compte de semi-encastrement

Vérification à L'ELS :

a- Contrainte de compression dans le béton :

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

❖ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 14} = 0.22$$

$$\rho = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,924 \\ K = 51.23 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.1 \times 10^3}{0,924 \times 14 \times 3.14} = 150.176 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 2.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 14} = 0.484$$

$$\rho = 0.323 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K = 32.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{17.28 \times 10^3}{0.895 \times 14 \times 6.78} = 203.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 6.24 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{400} = 0.0425 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

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

$$q_s = \max(q_v^s ; q_p^s) = \max(10.94 ; 8.45) = 10.94 \text{ KN / mL}$$

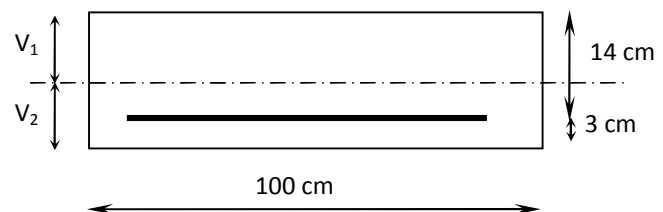
E_v : Module de déformation différé

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

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

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



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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 4,52 \times 14) = 15399,2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 4,52) = 1715,452 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15399,2}{1715,452} = 8,98 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8,98 = 8,02 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8,98)^3 + (8,02)^3) + 15 \times 4,52 \times (8,02 - 3)^2$$

$$I = 43041,93 \text{ cm}^4 \quad f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,94 \times 10^3 \times (4)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 43041,93 \times 10^{-8}} = 0,007 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = 0,7 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c. Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier est un élément couvert et par conséquent la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

III-4-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est considéré comme semi encastré dans les poteaux alors on prendra :

$$M_t = 0.8M_0$$

$$M_a = -0.3M_0$$

4-1-Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

La hauteur est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 15.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.5 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Largeur :**

$$0.4 \cdot h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 8 \text{ cm} < b < 14 \text{ cm}$$

On opte pour $b = 15 \text{ cm}$

L'Art 7-5-1 du RPA 99 version 2003 exige les conditions suivantes

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

-Vu que la section calculer ne vérifié pas les exigences du RPA99 alors on adopte une section minimale tirée du RPA99 qui sera de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \\ h_t / b = 30 / 20 = 1.5 < 4 \end{array} \right.$$

4-2-calcul des charges et surcharges revenant à la poutre:

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.2 \times 0.3 = 1.5 \text{ kn / ml}$
- Poids propre du mur : $G_{\text{mur}} = 0.9 \times 1.18 = 1.062 \text{ KN/ml.}$
- Effort tranchant à l'appui : à l'ELU : $T_u = 28.94 \text{ KN}$

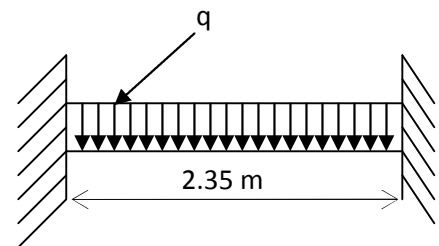


Fig. III.4.1 Schéma statique de calcul

à l'ELS : $T_s = 21.08 \text{KN}$

b) Combinaison des charges :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35 G + 2 \frac{T_u}{l}$$

$$q_u = 1.35 \cdot 1.5 + 2 \frac{28.94}{2.35} = 26.65 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + 2 \frac{V_u}{l}$$

$$q_s = 1.5 + 2 \frac{21.08}{2.35} = 19.44 \text{ KN/ml}$$

4-3-Calcul des efforts à L'ELU :

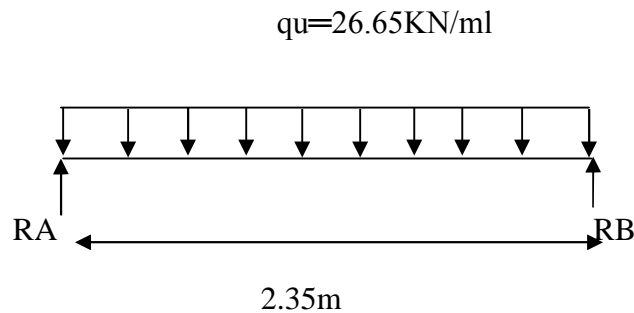


Fig. III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière.

4-3-1-les réactions aux appuis :

$$\begin{cases} R_A = 31.31 \text{KN} \\ R_B = 31.31 \text{KN} \end{cases}$$

4-3-2-les efforts internes:

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 18.39 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 31.31 \text{KN}$$

- **Remarque :** En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$M_u^a = -0.3 M_0 = -5.52 \text{KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85 M_0 = 15.63 \text{KN.m}$$

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

Diagramme M et de T :

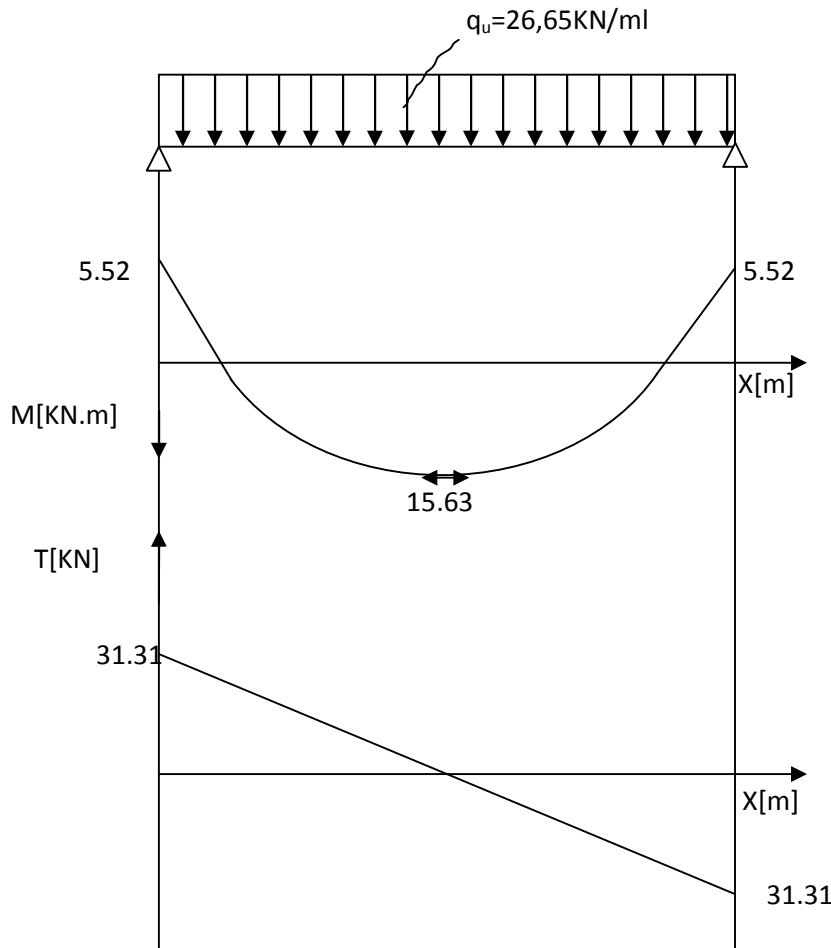


Fig. III.4.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU

4-4-calcul des armatures :

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_U^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.63 \cdot 10^3}{20 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.076$$

$\mu_b = 0.076 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section simplement armée.

$$\mu_b = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A^t = \frac{M_U^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.63 \cdot 10^3}{0.960 \cdot 27 \cdot 384} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_U^a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.52 \cdot 10^3}{20 \cdot 27^2 \cdot 14.2} = 0.026$$

$$\mu_b = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A^a = \frac{M_U^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,52 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 27 \cdot 384} = 0,54 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**

➤ **Exigence du RPA99:(Art 7.52/RPA99 version 2003)**

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section, donc :

$$3.39 + 2.35 = 5.74 \text{ cm}^2 > 0.5b \cdot h / 100 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% on zone courante :

$$3.39 + 2.35 = 5.74 \text{ cm}^2 > 4 \cdot h / 100 = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4-5-Vérification a l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.42/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 2,1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.65 \text{ m}^2 < (A_t, A_a) \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée pour les armatures aux appuis et en travée.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21.1/ BAEL91)**

On doit avoir : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32.32 \times 10}{20 \times 30} = 0.54 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant :**

- **Appuis de rive :(Art A.5.1.312/BAEL91) :**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_U d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{St \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{T_u^{max}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ ancrer}} = \frac{T_u^{max}}{f_e} = \frac{32.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,93 \text{MPa}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,35 \text{cm}^2 > A_{st \text{ ancrer}} = 0,93 \text{cm}^2$$

=> Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL91)**

Il faut vérifier cette condition : $\frac{2 \times T_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2 \times T_u}{b \times 0,9 \times d} = \frac{2 \times 32.32 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 270} = 1.33 \text{MPa}$$

$$\frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

Donc : $\frac{2 \times V_U}{b \times 0,9 \times d} < \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :**
(Art. A.6.1,3/ BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entrainement des barres, alors il faut vérifier cette condition :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \quad [\text{Avec } \psi_s = 1.5 (\text{pour les aciers HA})]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$$\sum u_i = 3,14 \cdot 3,12 = 113,04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,32 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 270 \cdot 113,04} = 1,18 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}, \text{ avec } : \bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{mm} = 42,33 \text{cm}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93\text{cm}$.

On prend 17cm.

➤ **les armatures transversales (BAEL91Art722) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on ait.

$$\Phi_t \leq \min\left\{\Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}\right\} = \min\{12, 8.57, 20\} = 8.57\text{mm} \quad \Phi_t \leq 8.57\text{cm}^2$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{ier} lit maintenues par cadres.

On prend $\Phi = 8\text{mm}$.

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier et un cadre de $\Phi 8$

$$A_t = 4 \Phi 8 = 2.01\text{cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales S_t : [2]**

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{ cm}\} = \min\{24.3; 40\} = 24.3\text{ cm}$$

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

Dans la zone nodale : (Art.7.5.2.2/R.P.A.2003)

$$S_{t1} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = (7.5; 14.4) = 7.5\text{ cm}$$

On prend : $S_{t1} = 8\text{ cm}$

Dans la zone courante:

$$S_{t2} \leq \frac{h}{2} = 15\text{ cm}$$

On prend : $S_{t2} = 15\text{ cm}$

4-6- Vérification à l'ELS:

Moment statique :

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = \frac{19.44 \times (2.35)^2}{8} = 13.42\text{KN/ml}$$

Effort tranchant :

$$V_s = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{19,44 \cdot 2,35}{2} = 22,84 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi encastrement :

$$M_s^t = 0.3 M_0 = 4.026 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = 0.85 M_0 = 11.407 \text{ KN.m}$$

➤ **La vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

1- État limite de compression du béton :

En travée :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{20,27} = 0,628 \Rightarrow \beta_1 = 0.883 ; k_1 = 27.92$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4.026 \cdot 10^3}{0,883 \cdot 27,3,39} = 49.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{49,81}{27,92} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho = 0.435 \Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow k_1 = 34.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{11,407 \cdot 10^3}{0,899 \cdot 27,2,35} = 199.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{199,98}{34,50} = 5,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

2- État limite d'ouverture des fissures : La fissuration est considérée comme étant peut nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

➤ **Vérification de la flèche :** (Art.B.6.5.2/ BAEL91)

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{30}{235} = 0.127 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.39}{20.27} = 0.0063 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.127 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{4.026}{13.42} = 0.03 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calcul la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre palière se fera comme suit :

Pour les armatures longitudinales :

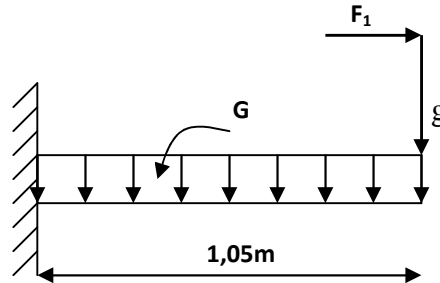
- Le lit supérieur 3T10
- Le lit inférieur 3T12
- Armatures de montage 3T8

Pour les armatures transversales :

- Un cadre et un étrier en T8

III-5-Balcon :

Il est réalisé en dalle pleine, avec un garde corps de hauteur $h=1\text{m}$, en briques creuses de 10cm d'épaisseur, il est assimilé à une console encastrée à une extrémité, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.



(Fig.III-5-1) Schéma statique du balcon

Schéma statique de calcul:

G: charge et surcharge pondérées de dalle.

F_1 : surcharge de garde-corps

g: charge de garde-corps.

III-5-1-Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm} \quad \text{Soit : } e_p = \mathbf{15\text{cm}}$$

Détermination des charges et surcharges :

a) **Charges permanentes :** Charges G du à la dalle pleine en BA

Eléments		Charges permanentes KN/m ²	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine		25x0.15	3.75
revêtement	carrelage	22x0.02	0.44
	Mortier de pose	22x0.02	0.44
	Couche de sable	18x0.03	0.54
	Enduit de ciment	18x0.02	0.36
Somme G			5.53

Tableau III.5.1 : charge permanente du balcon.

b) Charges concentrées : le poids de garde corps (g)

Eléments	Charge permanente (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique	9x0.10	0.90
Enduit de ciment	18x0.02x2	0.72
Somme G		1.62

Tableau III.5.2 : le poids de garde corps (g)

c) Surcharges d'exploitations :

$$Q=3.5\text{KN/ml}$$

$$F=1\text{KN} \quad (\text{Poussée due à la main courante})$$

Remarque :

Le moment engendré par F est faible devant le moment d'encastrement, donc on néglige cet effort dans le calcul

III.5.2 Combinaison de charge :

- A l'ELU :

- ❖ Dalle :

$$q_{u1}=1.35G+1.5Q$$

$$q_{u1}=1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 3.5 = 12.72\text{KN/ml}$$

- ❖ Garde corps :

$$q_{u2}=1.35g$$

$$q_{u2}=1.35 \times 1.62 = 2.19\text{KN}$$

- Calcul de moment fléchissant :

La section dangereuse est au niveau d'encastrement, le moment sera égal au moment provoqué par la charge q_{u1} et q_{u2} respectivement.

$$M_u = -\left(\frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2}l\right)$$

$$M_u = -\left(\frac{12.72 \cdot 1.35^2}{2} + 2.19 \times 1.35\right) = -14.55\text{KN.m}$$

Remarque: le signe (-) veut dire que la fibre supérieure qui est tendue

III.5.3 FERRAILLAGE :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur

FigIII-5-2 Section d'une bande de 1m de largeur du balcon

➤ **Calcul des armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bu}} = \frac{14.55 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.071$$

$$\mu = 0.071 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.55 \times 10^3}{0.963 \times 12 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 25 \text{ cm}^2$$

III.5.4 Vérification à l'ELU:

1. Vérification de l'espacement :

Armature principal $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Armature de répartition $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée

2. Condition de fragilité : (A4.2.1/BAEL91 modifié 99)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45$$

Condition vérifié

3. Vérification au cisaillement : (A5.1.2/BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15}{b} f_{c28} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.352 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec : $v_u = q_{u1}l + q_{u2} = 12.72 \times 1.35 + 2.19 = 19.352\text{KN}$

4. Vérification de l'adhérence : (A.6.1.3/BAEL91 modifiée 99)

On doit avoir : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15\text{MPa} \quad \psi_s = 1.5 (\text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} \quad \Sigma u_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.352 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.95\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.95\text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5. Influence de l'effort tranchant à la base : (Art A.6.1, 253 BAEL 91)

❖ **Armatures principales**

$$A_p \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_p = 5.65\text{cm}^2 > \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} = 0.72\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 b \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 100 \times 12 \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 720\text{KN}$$

$$V_u = 19.352\text{KN} < 720\text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul des ancrages**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

$$L_s = 50\text{cm}$$

On adopte des crochets de longueurs :

$$L_{cr} = 0.4L_s$$

$$L_a = 0.4 \times 50 = 20\text{cm} \text{ Soit } L_a = 20\text{cm}.$$

III.5.5 Vérification à l'ELS :

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

➤ **Combinaison de charge :**

a) dalle : $q_{s1} = G + Q = 5.53 + 3.5 = 9.03 \text{ KN}$

b) garde corps: $q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN}$

➤ **moments fléchissant:**

$$M_s = \frac{q_{s1} * l}{2} + q_{s2} * l = \frac{9.03 * 1.35^2}{2} + 1.62 * 1.35 = 10.42 \text{ KN.m}$$

1/ vérification vis-à-vis de l'ouverture de fissure :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_p}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_p}{b \times d} = \frac{100 \times 5.56}{100 \times 12} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \rightarrow \text{tableau } \beta_1 = 0.857$$

$$\sigma_s = \frac{10.42 * 10^6}{0.857 * 120 * 5.65 * 10^2}$$

$$\sigma_s = 175.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

2/ Vérification des contraintes de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_f} = \frac{201.63}{33.54} = 6.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

La section est vérifiée vis à vis de la compression.

3/ Vérification la flèche : (Art B.6.8.424/BAEL91)

D'après le BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$h = 15 \text{ cm}; l = 1.05 \text{ m}; M_0 = 10.42 \text{ KN.m}; M_t = 14.55 \text{ KN.m}; F_e = 400 \text{ MPa}; A = 4.52 \text{ cm}^2$$

- 1) $\frac{15}{135} = 0.11 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ **Condition vérifiée**
- 2) $0.11 \geq \frac{14.55}{15 \times 10.42} = 0.093$ **Condition vérifiée**
- 3) $\frac{5.56}{100 \times 12} = 0.004 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$ **Condition vérifiée**

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est nécessaire.

III-6-Calcul de la salle machine :

6-1-Caractéristiques de l'ascenseur :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble, elle est caractérisée par :

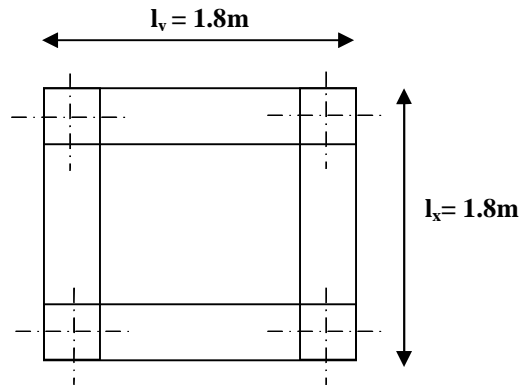
- Une vitesse d'entraînement : $V=1\text{m/s}$
- La surface de la cabine est :
 $S= (1.8 \times 1.8)=3.24\text{m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8

6-1-2-Dimensionnement :

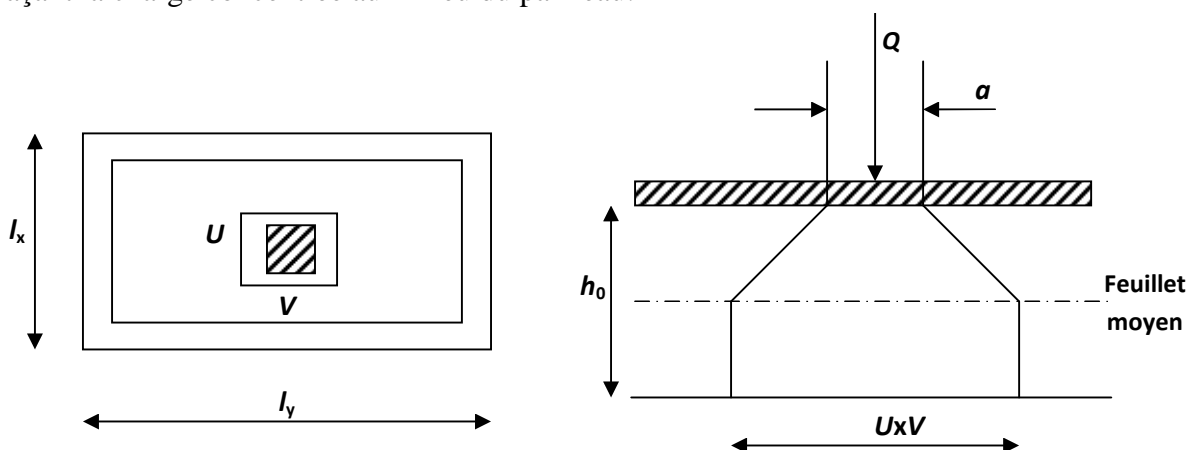
$$h_t \geq \frac{l_x}{40} = \frac{180}{40} = 4.5 \text{ cm}$$

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

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



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



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

On a: $U = a + e.K + h_0$

$V = b + e.K + h_0$

Avec : e : Epaisseur du revêtement (e = 5cm)

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

K : Revêtement aussi solide que le béton (K = 2).

a = b = 0,80 cm (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

6-1-2-Calcul des moments M_x et M_y dus au système de levage:

- Cas de charge concentrée :

$$M_x = P (M_1 + v M_2)$$

$$M_y = P (v M_1 + M_2)$$

M_1 et M_2 : Moment donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{180} = 0.58 \end{array} \right.$$

A partir des abaques de **PIGEAUD**

On aura : $M_1 = 0.076$

$M_2 = 0.076$

ELU : v=0

$$P_u = 1.35 \times P = 121.5 \text{KN}$$

$$M_{x1} = P_u M_1 = 121.5 \times 0.076 = 9.234 \text{KN.ml}$$

$$M_{y2} = P_u M_2 = 9.234 \text{KN.ml}$$

6-1-3-Calcul des moments dus aux poids propre de la dalle :

- Cas d'une charge uniformément répartie :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.80} = 1 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

μ_x, μ_y : Coefficients données en fonction de ρ

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1) \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{X2} = 0.0368 \times 6.562 \times 1.8^2 = 0.782 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = 1.000 \times 0.782 = 0.782 \text{ KN.m}$$

6-1-4-Superposition des moments:

$$M_X = M_{X1} + M_{X2}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2}$$

$$M_X = 9.234 + 0.782 = 10.016 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 9.234 + 0.782 = 10.016 \text{ KN.m}$$

Remarque : A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

Moment en travée : $M^t = 0,85M$

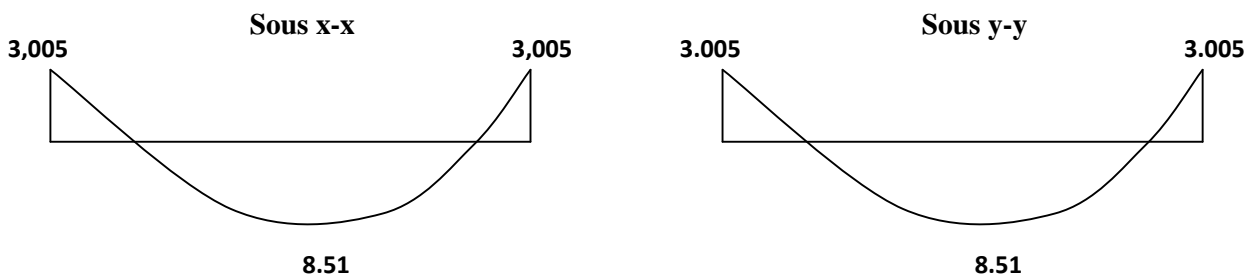
$$M_x^t = 0,85M_x = 8.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 8.51 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0,3M$

$$M_x^a = -0,3M_x = -3.005 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -3.005 \text{ KN.m}$$



6-1-5-Ferraillage : Fig.6.1 : Les moments dans les 02 sens

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Calcul de la section d'armature :

Sens x-x et sens y-y :

- **En travée :**

Calcul de moment réduit : $\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8.51.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,042$

On a : $\mu_b = 0,042 < \mu_l = 0,392$

$\mu_b = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8.51.10^3}{0,979 \times 12 \times 348} = 2,08 \text{cm}^2$

On opte pour $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml} = 3,02 \text{cm}^2$ avec $S_t = 15 \text{cm}$

- **Aux appuis :**

Calcul de moment réduit : $\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,005.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,014$

On a : $\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392$

$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3,005.10^3}{0,993 \times 12 \times 348} = 0,724 \text{cm}^2$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{cm}$

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ_b	β	A	$A_{adoptée}$
Sur appuis	X-X et YY	-3.05	0,014	0,993	0.724	4Ø8=2.01 cm ² (St=25 cm)
En travée	X-X et YY	8.51	0,042	0,979	2.08	6Ø8=3.02 cm ² (St=25 cm)

6-2-Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$w_x \geq w_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right) \quad \text{avec } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \quad ; \quad w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$$

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$$w_0 = 0.8\% \quad (\text{Acier HA FeE400})$$

$$A_{\min} = w_0 \times b \times h_t \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

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

$$A > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b) Contrainte tangentielle de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{sans risque de bétonnage})$$

Calcul de V_u

On a : $U = V$

- Au milieu de U : $V_u = \frac{P}{3V}$
- Au milieu de V : $U_u = \frac{P}{2V+U}$

$$P = \frac{90}{1.05 \times 10.5} = 81.6 \text{ KN/m}^2$$

- Au milieu de U : $V_u = \frac{81.6}{3 \times 1.05} = 25.9 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{25.9 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.22 \text{ Mpa} < 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

- Au milieu de v on a: $U=V$ donc on optera au même résultat

Condition vérifiée

c) Diamètre minimal des barres :

On doit vérifiée que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ cm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

e) Vérification de non poinçonnement : [5]

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h_t \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

μ_c : Le périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 90 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4200 \times 150 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

6-3 Vérification à l'ELS :

Calcul de M_{x1} et M_{y1} : moment engendré par le système de levage

➤ **A l'ELS :** $\nu = 0,2$,

$$q_s = G + Q = 90 + 0 \rightarrow q_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = M_{y1} = q_s \cdot (M_1 + 0,2M_2) = 90(0,076 + 0,2 \times 0,076) = 8.208 \text{ KN.m}$$

Calcul de M_{x2} et M_{y2} : moment engendré par le poids propre de la dalle

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_x \quad \text{Avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0.0368 \text{ et } \mu_y = 1.000$$

$$M_{x2} = 0,0368 \times 4,75 \times (1,8)^2 = 0.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.000 \times 0.56 = 0,56 \text{ KN.m}$$

Moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.208 + 0.56 = 8.768 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.208 + 0.56 = 8.768 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

Moment en travée : $M^t = 0,85M$

$$M_x^t = 0,85M_x = 7.45 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 7.45 \text{KN.m}$$

Moment aux appuis : $M^a = -0,3M$

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 8.768 = -2,63 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 8.768 = -2,63 \text{KN.m}$$

1) Etat limite de fissuration :

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

2) Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$), on doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens x-x et sens y-y :

En travées :

$$\gamma = \frac{8.51}{7.45} = 1,14 \quad \Rightarrow \quad \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\mu_b = 0,042 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0536 < 0,32 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{-3,005}{-2,63} = 1,14 \quad \Rightarrow \quad \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\mu_b = 0,014 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0176 < 0,32 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

3) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\mathbf{a)} \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\mathbf{b)} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\mathbf{a)} \quad \frac{h}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,08$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{8.51}{20 \times 18.768} = 0.023$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,08 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,023$$

$$\mathbf{b)} \quad \frac{2}{f_e} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,02}{100 \times 12} = 0,0105$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0,0105 < \frac{2}{f_e} = 0,005$$

Conclusion :

Après la vérification des deux conditions, on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV .4. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

a) Description du logiciel *ETABS*.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). De plus de part ça spécificité pour le

calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au 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.).

b) Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ❹ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge.

Define : définir

Materials : matériaux.

matériaux Concret: béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.5. Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.6*.

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône de l'*ETABS*

IV.5.1. Etapes de modélisation

1. Première étape

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

a) Choix des unités :

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

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (ctrl+n). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

Pour une construction en Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X : **(Number lines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y : **(Number lines in Y direction)**
- Nombre de travées dans le sens de Y : **(Number of bays along Y)**
- Hauteur d'étage : **(story High)**
- Longueur de travée dans le sens de X : **(Spacing in X direction)** (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y : **(Spacing in Y direction)** (Entre axes)

- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story high**)

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

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.

- ✓ Suivant x : 1.45 / 52.75 / 3.45 / 2.9 / 0.
- ✓ Suivant y : 5 / 5 / 0.
- ✓ Suivant z : 0 / 3.89 / 6.95 / 10.01 / 13.07 / 16.13 / 19.19 / 22.25 / 25.31 / 28.37 / 31.43 / 34.59.

2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser.

a- Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, de choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

b- Définition des sections :

Dans le menu déroulant choisir :

Define puis **Frame sections**

Comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular**

(Dans la deuxième liste à droite de la boîte)

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

-Nom de la section **Section Name**

-choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **Depth**

-Largeur : **width**

Nous validons avec OK,

Même procédé pour :

- ✓ Les poutres de chinage (0.30x0.20) m²
- ✓ Les poteaux du RDC et étage de service (0.40x0.40) m² **Nommé POT40X40**
- ✓ Les poteaux du 1^{er} et 2^{eme} Niveau (0.35x0.35) m² **Nommé POT 35X35**
- ✓ Les poteaux du 3,4...8^{eme} Niveau (0.30x0.30) m² **Nommé POT30X3**
- ✓ Les poutres principales (0,40x0, 30) m² **Nommé PP**
- ✓ Les poutres secondaires (0,35x0, 30) m² **Nommé PS**

c- Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en cliquant sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils.


Voiles:


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.



Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit 

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

Remarque :

Quand la structure n'est régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaires ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performants tels que : linear, radial, mirror et story, copier ...

Après sélection : **Edit-Replicate(Ctrl+R)**.

Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas

ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'à

introduire les distances entre les éléments

sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le

nombre de copies à faire, pour une structure à 14 niveaux :

-Après avoir créé et modifié le premier niveau, on sélectionne tout **Edit-Replicate(Ctrl+R)**

-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number** **OK**

3 .Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à

La base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

- Translation dans le sens de X (libérer translation 1)
- Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)
- Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)

Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X

(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée en leurs centre de

masse qui soit désignes par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par définie masse source une fenêtre sera apparaître
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties on couchant la case **from load**

c- Diaphragmes (constraints) :

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:

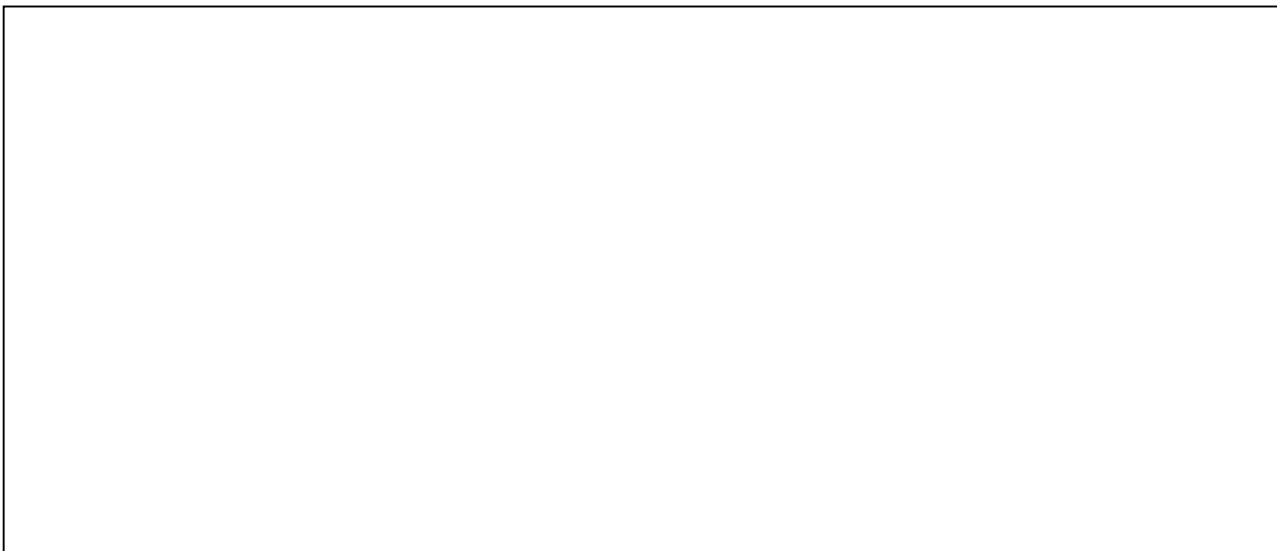
Assing → Joint /point → Diaphragm → Add new diaphragm.

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.

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant sur l'icône **Set elements**



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- constraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- ...etc.

4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les chargeas appliquées sur la structure à modéliser.

A) Charge statique

a) Définition de charge statique :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

- Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur

add new Load.

- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**)

- **OK**

Define – Materials →

- Pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material**


Pour modifier les caractéristiques du béton :

Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = 25 KN/m^3
- 2- Poids volumique du béton = 25 KN/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$
- 4- Coefficient de poisson : $\nu = 0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS.

b) Chargement :

Après la sélection de l'élément à charge, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît

On aura à spécifier :

Le nom de la charge son type (force ou moment)

sa direction – La valeur et le point d'application

pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.

L'opération à faire (ajouter, remplacer ou

supprimer) .en fin on valide avec OK

(Pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur

B/Charge dynamique :

- **Spectre de réponse : Sa/g**

Pour le calcul de **Sa/g** on utilise un logiciel qui s'appelle **Spectre RPA99**.

- **Définition des paramètres : Zone, groupe d'usage, R, Q, D, remplissage, site, par**

RPA : Zone : III

Groupe d'usage : **2**

Coefficient de comportement **R = 5**

Remplissage : **Dense**

Site : **Meuble S₃**

- ❖ **Facteur de qualité Q :**

Il est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$

$q=1$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité

Condition de régularité en plan :

➤ **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la direction des rigidités que pour celle des masses.

Dans ce cas notre bâtiment à une forme rectangulaire. ⇒ Condition vérifiée.

➤ **Condition de forme et de décrochement :**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport:

$$\frac{L}{l} \leq 4 \Rightarrow \frac{15,75}{12,40} = 1.27 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder à 25% de la dimension total du bâtiment dans cette direction

Dans notre cas il n'y a pas des décrochements ⇒ Condition vérifiée.

➤ **Condition des ouvertures :**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérée comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de planches doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_o < 15 \% S_T.$$

$$S_o = 6 \text{ m}^2$$

$$S_T = 157,5 \text{ m}^2$$

$$6 \text{ m}^2 < 23,62 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 04 conditions de régularité en plan sont vérifiées donc le bâtiment est classé régulier en plan.

❖ **Condition de régularité en élévation :**

➤ **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature. ⇒ Condition vérifiée.

➤ **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$\Delta R = \frac{(R_j^e - R_j^{rdc})}{R_j^{rdc}} \leq 25\%$$

→ condition verifie

➤ **Les décrochements en élévation :**

Dans ce cas il n'y a pas des décrochements en élévation car les étages sont identiques.

⇒ Condition vérifiée

Tableau : valeur des pénalités

Critère q	Sens X	Sens Y
1. - Condition minimale des files porteuse : chaque file doit comporter au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5	0,05	0,05
2. Redondance en plan : chaque étage doit avoir au moins quatre files de portique dont le rapport entre valeur d'espacement n'excède pas 1,5	0,05	0,05
3. Régularité en plan.	0,00	0,00
4. Régularité en élévation.	0,05	0,05
5. Qualité d'exécution.	0,00	0,00
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,00	0,00

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \rightarrow Q_x = 1,15$$

$$\rightarrow Q_y = 1,15$$

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .
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.**

❖ **Cinquième étape :**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → **Load combination**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir

Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple :

L'ELU (1.35G + 1.5Q).

- Choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- Choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define** → **Load combination**.

Pour définir le coefficient une autre combinaison on refait le même travail

Pour modifier le coefficient d'un charge on procédé avec le **modify**

Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et clique sur **Modify**

❖ **Sixième étape :**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyse → Set analysis Options

Cocher

Dynamic Analysis

Et cliquer sur

Set Dynamic parameters

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre d'**Analysis option**.

➤ **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 F5).

➤ **Visualisation des résultats :**

➤ **Période et participation modale :**

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

➤ **Déformée de la structure :** On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

➤ **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.

Déplacements maximales :

F5 (analyse) → show story response plots.....

Effort tranchant et moment sismique à la base :

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

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **walls** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Columns et Beams** nous aurons l'effort repris par les voiles.

Vue en 3 dimensions de la structure modélisée.

V.1 Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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.

V.2 Méthode de calcul :

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le règlement parasismique Algérien (RPA) nous propose deux méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale modale.

Vu que la méthode spectrale modale est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci.

V.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Selon le RPA 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 déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA99 Modifié 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA99 modifié 2003/ Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.25**
- ❖ **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).

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

$T_1 = 0.15, T_2 = 0.50$ (RPA99 modifié 2003/ Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

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

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.
Quand : $\xi = 7\%$, on a : $\eta = 1.838$

T : donnée par la formule empirique. $T = C_T h^{3/4}_N$
 $T = 0.71 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.}$

Donc :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 3.64$$

- ❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)
R = 5
- ❖ **Q** : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)
Q = 1.15
- ❖ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
EY	0.209	7782.675	9745.80
EX	0.209	7782.675	7749.63

Avec : $C = \frac{A \times D \times Q}{R}$

Tableau 4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

$V_{x \text{ dyn}} = 7749.63 \text{ KN} > 80\% V_x = 1301.26 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

$V_{y \text{ dyn}} = 9745.80 > 80\% V_x = 1301.26 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \dots$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

Calcul du pourcentage de participation des voiles :

Fig IV.7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

Fig IV.8 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

Efforts repris par les portiques selon Ex.

Fig IV.9 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

Fig IV.10 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

Fig IV.12 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

- **Suivant xx :**
 Efforts repris par l'ensemble : **1220.007KN**
 Efforts repris par les portiques : 160.648KN
 Efforts repris par les voiles : 1060.518KN

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **13.167%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **86.92%**

- **Suivant yy :**
 Efforts repris par l'ensemble 266.798 **KN**
 Efforts repris par les portiques : 36.066KN
 Efforts repris par les voiles :230.96 **KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **13.51%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **86.56 %**

Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA99modifié2003**, le système de contreventement est du type **4_b**: système de contreventement assuré par des voiles , donc les portiques ne reprendrons que les efforts verticaux.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles .Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.

Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Modes	Periode	Somme UX	Somme UY	Somme UZ
1	0.900060	68.862	0.07	0
2	0.721352	68.8698	61.809	0
3	0.568565	69.5775	67.7133	0
4	0.242768	86.3709	67.7178	0
5	0.179982	86.4688	86.0409	0
6	0.148101	86.8029	86.957	0
7	0.136506	87.7505	86.9574	0
8	0.113001	93.7266	86.9677	0

Tableau : périodes et participations massiques

➤ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

Vérification vis-à-vis de la période : L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :
Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

Modes	Periode	Somme UX	Somme UY	Somme UZ	Sa/g
1	0.900060	68.862	0.07	0	0.225
2	0.721352	68.8698	61.809	0	0.259
3	0.568565	69.5775	67.7133	0	0.306
4	0.242768	86.3709	67.7178	0	0.535
5	0.179982	86.4688	86.0409	0	0.672
6	0.148101	86.8029	86.957	0	0.674
7	0.136506	87.7505	86.9574	0	0.802
8	0.113001	93.7266	86.9677	0	0.896

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{La formule empirique de RPA})$$

La période fondamentale $T=0,89\text{s}$ est inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T=0,90 < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.93\text{s}. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

➤ **Ex :**

Niveau	Load	$\delta x(\text{m})$	$\delta y(\text{m})$	$\Delta kx (\text{m})$	$\Delta ky (\text{m})$	1% h (m)	verification
10	EX	0.0392	0.0016	0.0037	0.0003	0.0306	OK
9	EX	0.0355	0.0013	0.004	0.0002	0.0306	OK
8	EX	0.0315	0.0011	0.0042	0.0003	0.0306	OK
7	EX	0.0273	0.0008	0.0046	0.0002	0.0306	OK
6	EX	0.0227	0.0006	0.0047	0.0001	0.0306	OK
5	EX	0.018	0.0005	0.0046	0.0002	0.0306	OK
4	EX	0.0134	0.0003	0.0044	0.0001	0.0306	OK
3	EX	0.009	0.0002	0.0039	0.0001	0.0306	OK
2	EX	0.0051	0.0001	0.0032	0.0001	0.0306	OK
1	EX	0.0019	0	0.0019	0	0.0389	OK

➤ **Ey :**

Niveau	Load	δx(m)	δy(m)	Δkx (m)	Δky (m)	1% h (m)	verification
10	EY	0.0013	0.0281	0.0001	0.0031	0.0306	OK
9	EY	0.0012	0.025	0.0001	0.0031	0.0306	OK
8	EY	0.0011	0.0219	0.0001	0.0033	0.0306	OK
7	EY	0.001	0.0186	0.0002	0.0034	0.0306	OK
6	EY	0.0008	0.0152	0.0001	0.0034	0.0306	OK
5	EY	0.0007	0.0118	0.0002	0.0032	0.0306	OK
4	EY	0.0005	0.0086	0.0001	0.0032	0.0306	OK
3	EY	0.0004	0.0057	0.0002	0.0029	0.0306	OK
2	EY	0.0002	0.0032	0.0001	0.0025	0.0306	OK
1	EY	0.0001	0.0012	0.0001	0.002	0.0389	OK

➤ **Condition de l'excentricité :**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

Story	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY10	93.9361	93.9361	7.372	4.792	7.817	3.851	0.445	-0.941
STORY9	94.4992	94.4992	7.421	4.74	7.823	3.744	0.402	-0.996
STORY8	94.4992	94.4992	7.421	4.74	7.832	3.596	0.411	-1.144
STORY7	94.4992	94.4992	7.421	4.74	7.842	3.438	0.421	-1.302
STORY6	94.4992	94.4992	7.421	4.74	7.855	3.285	0.434	-1.455
STORY5	94.4992	94.4992	7.421	4.74	7.875	3.145	0.454	-1.595
STORY4	96.395	96.395	7.425	4.744	7.908	3.026	0.483	-1.718
STORY3	98.6768	98.6768	7.428	4.75	7.961	2.961	0.533	-1.789
STORY2	95.4118	95.4118	7.604	4.883	8.009	2.933	0.405	-1.95
STORY1	143.4696	143.4696	7.65	4.86	8.022	3.073	0.372	-1.787

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 15 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.15 \times 15.75 = 2,36 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0.455 \text{ m} < 2.36 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = 0.941 \text{ m} < 2.36 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

VI.1 Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis en 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 maximums, qui seront donnés par les différentes combinaisons d'action ; respectivement en travées et aux appuis.

➤ Les combinaisons de calcul

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * 1,35G+1,5Qà l'ELU
- * G+Q.....à l'ELS
- * G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003
- * 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003

VI.2 Recommandation de RPA version 2003 :

1) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : 0.5 % en tout section :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 50Φ (zone III)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ **Etape de calcul des armatures longitudinales :**

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

Pour les FeE400

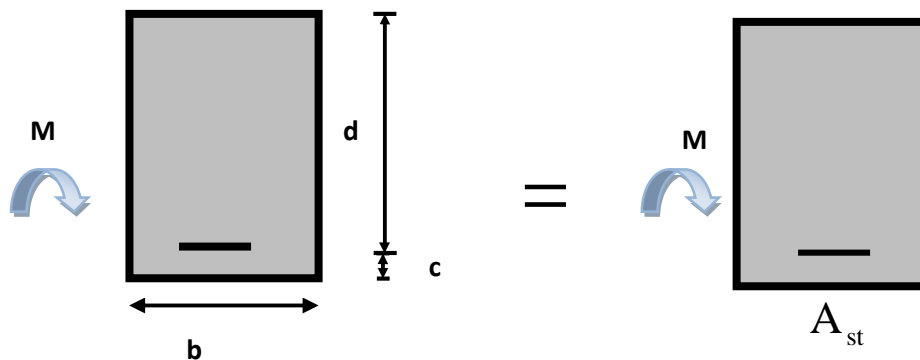
Si $\mu_b < \mu \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu \Rightarrow$ section doublement armée

- Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s};$$

Figure VII.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

A_{st} : section d'acier tendue.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

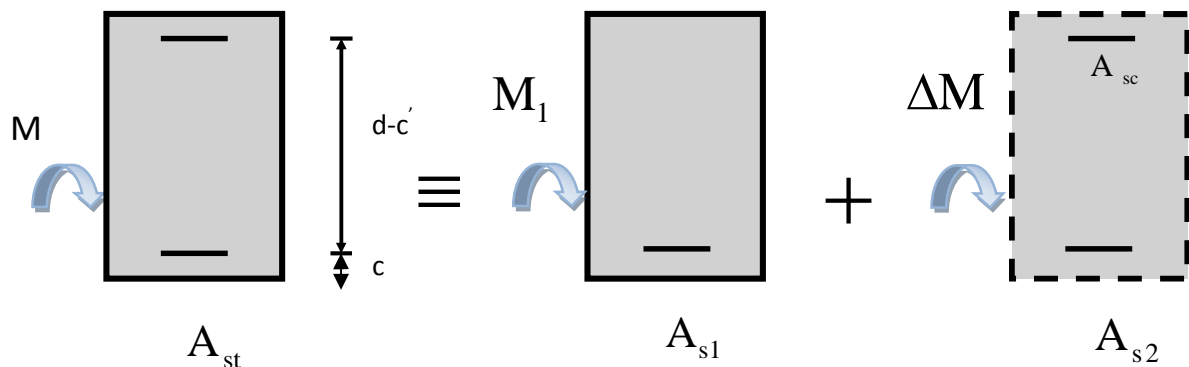


Figure VII.2: Disposition des armatures SDA

VII-3) Vérification de BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont :

4-1) La condition de non fragilité :

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \geq 0.23 \frac{f_{ij}}{f_e}$$

4-2) L'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

4-3) Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

4-4) Influence de l'effort tranchant aux appuis

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

VII-5) Vérification à l'ELS**5-1) État limite de compression du béton**

$$\begin{aligned} \sigma_b &\leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b &= K \cdot \sigma_s \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} \\ \Rightarrow \rho_1 &= \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \Rightarrow \beta \text{ et } K \end{aligned}$$

5-2) État limite d'ouvertures des fissures

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

5-3) État limite de déformation du béton

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\begin{aligned} -\frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ -\frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ -\frac{A_s}{b \cdot d} &\leq \frac{4.2}{f_c} \end{aligned}$$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée
 M_o : Moment statique
 A : Section d'armatures tendue

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_c [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	21.74	400	400

Remarque:

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque étage et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

Nous donnons ci-après les résultats sous forme de tableaux.

❖ **Armatures longitudinales :**➤ **Poutres principales (30X40) :**1) **En travée :**

Niveau	M (Kn.m)	OBS	A_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	OBS	A'_s (cm ²)	Choix des barres	Aadop (cm ²)
RDC+Entre sol	38.947	SSA	2.75	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97
1 et 2^{eme} étage	38.228	SSA	2.75	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97
3...8^{eme} étage	36.305	SSA	2.75	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97

2) **Aux appuis :**

Niveau	M (Kn.m)	OBS	A_s (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	OBS	A'_s (cm ²)	Choix des barres	Aadop (cm ²)
RDC+Entre sol	72.907	SSA	6.68	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97
1 et 2^{eme} étage	47.585	SSA	3.70	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97
3...8^{eme} étage	48.222	SSA	3.70	6	$A_S < A_{RPA}$	6	3HA10+3HA14	6.97

➤ Poutres secondaires (35X30) :

1) En travée :

Niveau	M (Kn.m)	OBS	As (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	OBS	A' _S (cm ²)	Choix des barres	Aadop (cm ²)
RDC+Entre sol	22.103	SSA	1.81	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97
1 et 2 ^{eme} étage	27.795	SSA	1.81	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97
3...8 ^{eme} étage	28.356	SSA	1.81	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97

2) Aux appuis :

Niveau	M (Kn.m)	OBS	As (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	OBS	A' _S (cm ²)	Choix des barres	Aadop (cm ²)
RDC+Entre sol	23.66	SSA	1.81	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97
1 et 2 ^{eme} étage	30.236	SSA	2.75	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97
3...8 ^{eme} étage	32.867	SSA	2.75	5.25	A _S <A _{RPA}	5.25	3HA10+3HA14	6.97

Armatures transversales : (RPA99modifié2003/art : 7.5.2.2).

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 :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30cm \right) \quad \text{en zone nodale ; si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

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.

• **Poutres principales (30x40):**

$$S_t \leq \min (10; 16.8, 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{40}{2} \right) = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$; Soit : (1 cadres de $\Phi 8$ +1 étrier de $\Phi 8$)..... En zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2$; Soit:(1 cadres de $\Phi 8$ +1 étrier de $\Phi 8$)..... en dehors de la zone nodale.

• **Poutres secondaires (30X35) :**

$$S_t \leq \min (8.75; 16.8, 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2}\right) = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.81 \text{ cm}^2: (1 \text{ cadres de } \varnothing 8 + 1 \text{ étrier de } \varnothing 8) \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.62 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit: } (1 \text{ cadres de } \varnothing 8 + 1 \text{ étrier de } \varnothing 8) \dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

❖ **Vérifications à L'ELU :**

1) **Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/art4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (30x40) cm²:**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 37 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < 6.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires (30x35) cm²:**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 32 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 < 6.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

2) **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL99.art A.5.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales (30x40) : $\tau_u = \frac{146.77 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.32 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires (30x35) $\tau_u = \frac{125.89 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.31 \text{ MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$;

Avec :

$$\tau_u = \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \tau_u = \bar{\tau}_u = \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales (30x40) $\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

- Poutres secondaires (30x35) $\tau_u = 1.31 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

3) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art. A.6.1, 3 BAEL 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales (30x40) :

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.0 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{146.77 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226.08} = 1.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires (30x35) :

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{125.89 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 150.72} = 2.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

3) Calcul de la longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21).

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les HA10 : $l_s = 35.27 \text{ cm.}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm.}$

Pour les HA16 : $l_s = 56.43 \text{ cm.}$

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 10$: $l_a = 14.108 \text{ cm.}$ Soit $L_a = 14 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm.}$ Soit $L_a = 20 \text{ cm}$

4) **Délimitation de la zone nodale :** (RPA99modéfié 2003 .Art 7.4.2.1).

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

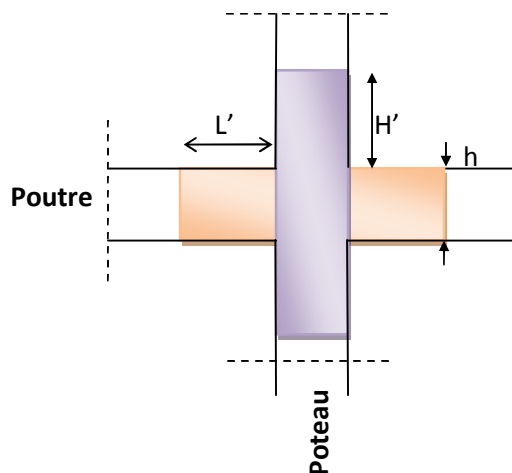
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 57.66 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$ soit $H' = 60\text{cm}$.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutres principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutres secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui



Délimitation de la zone nodale

❖ **Vérification à l'ELS :**

1) **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) **État limite de compression du béton : (BAEL 91/Art.A.4.5,2)**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{où} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$k_1 ; \beta_1 \text{ Sont données par le tableau en fonction de } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales (30x40) à(ELS)

➤ En travée:

Niv	M_s (KN .m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
RDC +Ent re sol	27.922	1.58	0.142	0.938	65.64	509.196	7.757	15	CV
1 et 2^{eme} etage	15.618	0.78	0.070	0.955	96.1	566.66	5.896	15	CV
3...8^e me étage	16.406	0.78	0.070	0.955	96.1	595.25	6.19	15	CV

➤ Aux appuis:

Nivea u	M_s (KN .m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
RDC +Ent re sol	52.258	4.06	0.365	0.906	38.475	383.969	9.979	15	CV
1 et 2^{eme} etage	25.567	1.58	0.142	0.938	65.64	4 66.249	7.103	15	CV
3...8^e me étage	33.452	2.67	0.240	0.922	49.10	367.26	7.479	15	CV

**Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires :
(30x35) à(ELS)**

➤ En travée:

Niveau	M_s (KN .m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
RDC+Entre sol	5.059	5.6	0.583	0.887	29.25	31.82	1.088	15	CV
1 et 2^{eme} etage	7.949	5.6	0.583	0.887	29.25	50,00	1.709	15	CV
3...8^{eme} étage	11.834	0.78	0.080	0.952	89.2	498.06	5.583	15	CV

➤ Aux appuis:

Niveau	M _s (KN .m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	OBS
RDC+Entre sol	9.554	5.6	0.583	0.887	29.25	60,10	2.054	15	CV
1 et 2 ^{eme} étage	13.597	0.78	0.080	0.952	89.2	572,21	6.414	15	CV
3...8 ^{eme} étage	18.894	0.78	0.080	0.952	89.2	795.14	8.914	15	CV

3) État limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

D'après les règles du **BAEL91**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{A_u}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

A_u : Armatures adoptées en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

Poutres principales :

- $\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0.08 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{6.97}{30 \times 37} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Poutres secondaires :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{500} = 0.07 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{6.02}{30 \times 32} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

❖ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G, Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

VII.2.Les combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selen CBA93**

E L U 1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

➤ **Selen RPA 99** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après.

1. $N^{\max} \rightarrow M^{corr}$.
2. $N^{\min} \rightarrow M^{corr}$
3. $M^{\max} \rightarrow N^{corr}$.

VII.3. Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les

calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur d flambement. $l_f = 0,7l_0$

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

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

a : dimension du poteau.

Niveau	Section (cm ²)	λ	$\lambda \leq 50$
RDC	40x40	23.58	OK
Entre sol	40x40	18.55	OK
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	35x35	21.20	OK
3 ^{eme} ... 8 ^{eme} étage	30x30	24.73	OK

Tableau (VII.1) : Vérification du flambement.

VII.4. Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h}(2 + \alpha\phi) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Ou} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

VII.6. Calcul des armatures longitudinales :

Pour le ferrailage des poteaux, on prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) et (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. Le ferrailage trouvé doit respecter le ferrailage minimal préconisé par le **RPA99**.

♦ *Recommandation du RPA99*

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Le pourcentage minimale en **zone III** est limité par : 0,90 % x section du poteau.

$$\text{Poteau (40x40)} \quad A_{\min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\min} = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\min} = 0.009 \times 30 \times 30 = 8.01 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %

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

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\text{Poteau (35x35)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Diamètre minimum est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50 φ** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm** (zone III).

Étapes du calcul :

1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

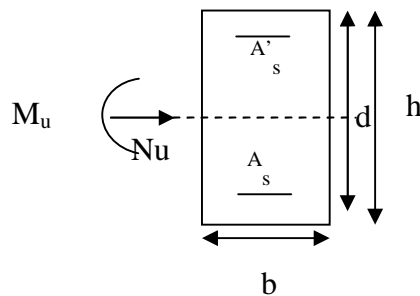
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{ou:} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

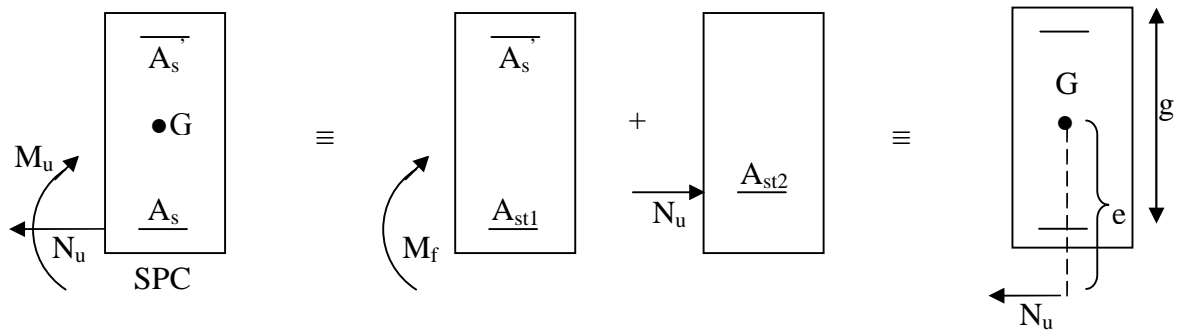
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle.

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

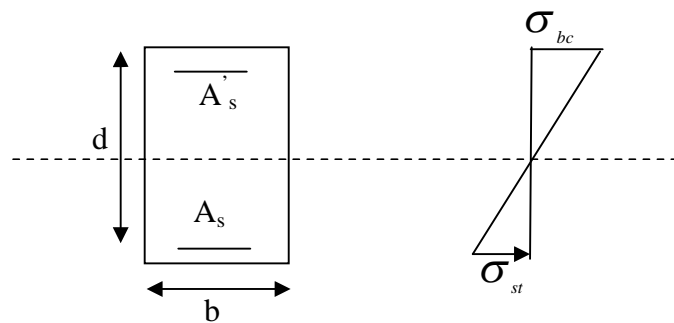
D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

❖ Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

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

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$.
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

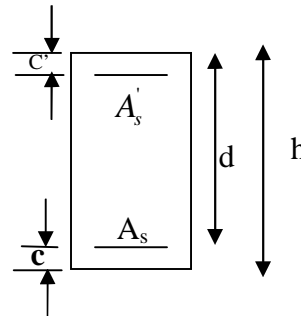
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 < N_u \times (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,8571 - \frac{c'}{h})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}$$

b.2) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99version 2003/Art 7.4.2.2})$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- t : espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❖ **dans la zone nodale :**

$$t \leq 10\text{cm} \quad \text{en zone III}$$

❖ **dans la zone courante :**

$$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

\varnothing_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 \varnothing_t** min ;

- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants (**\varnothing cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

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

➤ Calcul des armatures dans le sens longitudinal :

1. Poteaux transversaux :

Ni	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
RDC et Entre sol	N _{max} = -224.08	M _{cor} = -0.786	40	SE C	0	0	14.4	16.07	8HA16
	N _{min} = -353.82	M _{cor} = -4.251	X	SE C	0	0		16.07	
	N _{cor} = -237.85	M _{max} = -17.379	40	SE C	0	0		16.07	
1 et 2 ^{eme} étage	N _{max} = -139.88	M _{cor} = -0.522	35	SE C	0	0	11.025	15.13	6HA16+2 HA14
	N _{min} = -206.98	M _{cor} = -3.144	X	SE C	0	0		15.13	
	N _{cor} = -143.28	M _{max} = 14.466	35	SE C	0	0		15.13	
3...8 ^{eme} étage	N _{max} = 10.58	M _{cor} = 0.622	30	SE C	0	0	8.01	9.03	8HA12
	N _{min} = -106.32	M _{cor} = -2.168	X	SE C	0	0		9.03	
	N _{cor} = -80.75	M _{cor} = 9.681	30	SE C	0	0		9.03	

2. Poteaux longitudinaux :

Ni	N (KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	obs	A _s ' (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
RD C et Entr e sol	N _{max} =- 224.08	M _{cor} =0.096	40	SEC	0	0	14.4	16.07	8HA16
	N _{min} = -353.82	M _{cor} = 0.321	X	SEC	0	0		16.07	
	N _{cor} = -335.16	M _{max} = -10.457	40	SEC	0	0		16.07	
1 et 2 ^{eme} étage	N _{max} = -139.88	M _{cor} = 0.045	35	SEC	0	0	11.025	15.13	6HA16+2 HA14
	N _{min} = -206.98	M _{cor} = 0.165	X	SEC	0	0		15.13	
	N _{cor} = -161.12	M _{cor} =10.165	35	SEC	0	0		15.13	
3...8 ^{eme} ét age	N _{max} = 10.58	M _{cor} = 1.079	30	SEC	0	0	8.01	9.03	8HA12
	N _{min} = -106.32	M _{cor} = -0.313	X	SPC	0	0		9.03	
	N _{cor} = -93.37	M _{max} = 7.43	30	SPC	0	0		9.03	

Remarque : le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que

ZONE 1 : RDC au Entre sol

ZONE 2 : 1^{ère} au 2^{ème}

ZONE 3 : 3^{ème} au 8^{ème}

2) Calcul des armatures transversales :

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2- Espacement des armatures

-En zone nodale :

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

-En zone courante :

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

3- Longueurs de recouvrement

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

4- 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 :

$$l_f = 0.7 \times 3.89 = 2.723 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.723}{0.4} = 6.807$$

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 :

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

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

5- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

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

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Avec :
$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_b = 0.075 \end{cases}$$

Poteaux 40x40 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{11.17 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.075 \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Poteaux 35x35 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{9.59 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.085 \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Poteaux 30x30 :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{6.31 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.077 \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

1. Poteaux transversaux :

Niv	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	A _s cm ²	σ _{b sup} (MPa)	σ _{b inf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
RDC et Entre sol	N _{max} = -163.94	M _{cor} = -0.079	16.07	1.19	0	15	CV
	N _{min} = -374.57	M _{cor} = 0.213		2.73	1.48	15	
	N _{cor} = -214.24	M _{max} = 7.938		2.19	0.34	15	
1 et 2 ^{eme} étage	N _{max} = -102.33	M _{cor} = -0.375	15.13	1.03	0.46	15	CV
	N _{min} = -226.9	M _{cor} = 1.303		2.33	0.97	15	
	N _{cor} = -136.57	M _{max} = 4.53		1.85	0.24	15	
3...8 ^{em} e étage	N _{max} = 7.59	M _{cor} = 0.466	9.03	0.19	0	15	CV
	N _{min} = 132.48	M _{cor} = 1.112		1.91	0.77	15	
	N _{cor} = -21.48	M _{cor} = 3.54		1.09	0	15	

2. Poteaux longitudinaux :

Niv	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_s cm^2	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
RDC et Entre sol	$N_{max} = -163.94$	$M_{cor} = -0.565$	16.07	1.23	0.62	15	CV
	$N_{min} = -374.57$	$M_{cor} = 0.723$		2.77	1.41	15	
	$N_{cor} = -308.24$	$M_{max} = 2.973$		2.47	1.04	15	
1 et 2 ^{eme} étage	$N_{max} = -102.33$	$M_{cor} = -0.375$	15.13	1.03	0.46	15	CV
	$N_{min} = -226.9$	$M_{cor} = 1.983$		2.41	0.91	15	
	$N_{cor} = -183.48$	$M_{cor} = 2.641$		2.08	0.64	15	
3...8 ^{eme} tage	$N_{max} = 7.59$	$M_{cor} = 0.79$	9.03	0.27	0	15	CV
	$N_{min} = 132.48$	$M_{cor} = 1.748$		2.03	0.67	15	
	$N_{cor} = -183.48$	$M_{max} = 2.641$		2.86	0.89	15	

Introduction :

Le ferraillage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose le bâtiment en (03) zones :

- Zone I : RDC et entre sol
- Zone II : 1^{er} étage, 2^{ème} étage
- Zone III : 3^{ème} étage 8^{ème} étage

Les armatures constituant le ferraillage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

a) Etapes de calcul :

1/ Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

2/ Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur d

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3}\right)$$

Avec :

l' : longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

3/ Détermination de l'effort normale ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée.

3-1/Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \quad \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

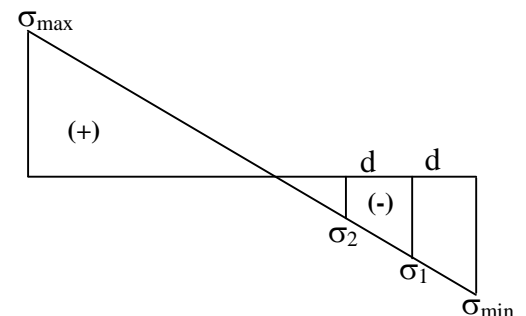
$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e \quad \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$

Avec :

A : section d'armatures verticales

σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa

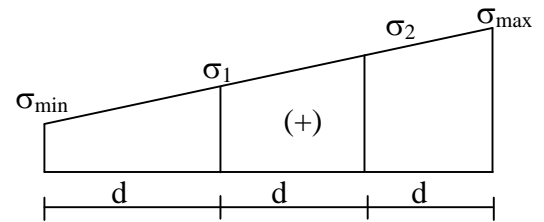
e : épaisseur du voile



3-2/Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$



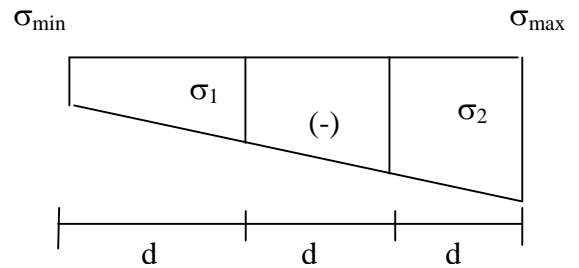
σ_s : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ = 348 MPa

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 MPa

3-2/Section entièrement tendue (S.E.T)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



b) Sections d'armatures minimales

b-1/ Armatures verticales

Compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à :

- 4 cm² par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement la direction de ces armatures.
- 0,2% de la section totale du béton comprimée sans dépasser 5% de celle-ci.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq B \cdot F_{t28} / F_c \quad (\text{BAEL91})$$

B : Section du béton.

c) Exigences du RPA 99 : (art A-7-7-41)

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu ($A_{\min} \geq 0.2 \% \cdot B$).

c-1/ Armatures horizontales :

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ (art A-7-7-41 RPA99)

$$A_H = A_v / 4 \quad (\text{BAEL91})$$

$$A_H = 0.15 \% B \quad (\text{RPA99})$$

c-2/ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

où :

$$\bar{T} = 1,4 T$$

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

Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à $4\phi 10$.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

Diamètre minimum : (art A7-7-43/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

(1,5e ; 30cm), c'est à dire $St \leq \min(1,5e ; 30cm)$.

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à L/10 ; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm.

Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est égale à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

d) Vérification des contraintes :**d-1/Contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 F_{c28}$$

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{1,4 T_u}{b_0 d}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9 h

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 F_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right)$$

e) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service (sous G + Q).

Exemple de calcul : Ferraillage du voile V1', V2', V3' et V4' dans la zone I :

Caractéristiques géométriques : $L = 1.75 \text{ m}$; $B = 0.35 \text{ m}^2$; $I = 0.089 \text{ m}^4$

$$\sigma_{\min} = -10182.91 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 7287.30 \text{ KN / m}^2$$

$$T = 281.83 \text{ KN}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 0.73 \text{ m}$$

$$L_c = 0.73 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.75 - 0.73 = 1.02 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 , 2L_c/3) = \min(1.33, 0.48)$$

On prend $d = 0.510 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} \Rightarrow \{ \sigma_1 = 5091.455 \text{ KN / m}^2 \}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 779.01 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 259.671 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{673.94 \times 10}{348} = 19.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{224.646 \times 10}{348} = 6.49 \text{ cm}^2$$

- Armatures de couture

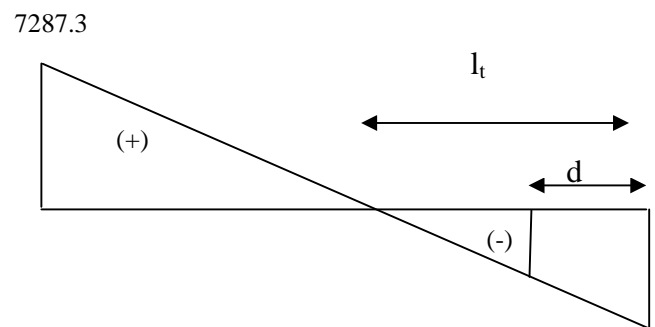
$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1,1 \times 1,4 \times 281.83 / 40 = 10.85 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales : (BAEL 91).

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \cdot B_1 \right) = \max \left(\frac{1020 \times 2.1}{400} ; 0,002 \times 1020 \right) = \max(5.35 ; 2.04)$$

$$A_{\min} \geq 5.35 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage adopté :



« Diagramme des contraintes » -1018.91

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 19.48 + (10.85/4) = 22.19 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = (6.49) + (10.85/4) = 6.49 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte :

$$A_1 = 2 \times 4 \text{ HA}20 / \text{bande/nappe} = 25.12 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 6 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 2 \times 2 \text{ HA}14 / \text{bande/nappe} = 6.16 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 13 \text{ cm.}$$

- **Armatures horizontales**

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

$$A_H = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{nappe/ ml de hauteur}$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA}12 = 6.77 \text{ cm}^2 / \text{m(de hauteur)}; \text{ avec } S_H = 8 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :** (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

- **Les potelets :**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérifications :**

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = 8.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{0.9he}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 281.83 \times 10}{20 \times 0.9 \times 175} = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{T}{0.9.h.e}$$

$$\tau_u = \frac{281.83 \times 10}{20 \times 0.9 \times 175} = 0.895 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux ci-dessous

Ferrailage de voile longitudinal V1, V2, V3et V4 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.25	1.25	1.25	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.25	0.25	0.25	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4613.89	5847.2	8992.3	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6421.46	-7855.84	-9651.8	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	163.97	144.95	129.78	
	L _t (m)	0.73	0.72	0.65	
	L _c (m)	0.52	0.53	0.60	
	d (m)	0.364	0.358	0.324	
	σ_1 [KN/m ²]	3210.730	3927.920	4825.900	
	N (kN)	N ₁	350.31	422.22	468.43
		N ₂	116.770	140.740	156.144
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.76	10.56	11.71
		A _{v2}	2.92	3.52	3.90
	A _{vi} (cm ²)		6.31	5.58	5.00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.34	11.95	12.96
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2.92	4.91	5.15
	A _{min} (cm ²)		3.82	3.76	3.40
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13.56	13.56	13.56
		Bonde 2	6.78	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
		Bonde 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	3cm	3cm	3cm
		Bonde 2	6cm	6cm	6cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.18	2.15	1.94
	A _H /nappe (cm ²)		3.39	3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12
	ep =14cm		(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	σ_u (MPa)	0.729	0.644	0.577
		σ_b (MPa)	1.020	0.902	0.808
	ELS	N _s (kN)	-608.08	-495.53	-412.6
		σ_b (MPa)	8.4E+02	-1.8E+00	-1.5E+00

Ferraillage de voile longitudinal V5, V6, V7 et V8 :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0.92	0.92	0.92		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.184	0.184	0.184		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5813.7	3192.62	3415.67		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9034.55	-5990.38	-5156.67		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	119.36	111.26	112.33		
	L _t (m)	0.56	0.60	0.55		
	L _c (m)	0.36	0.32	0.37		
	d (m)	0.280	0.300	0.277		
	σ_1 [KN/m ²]	4517.275	2995.190	2578.335		
	N (kN)	N ₁	379.30	269.63	214.04	
		N ₂	126.435	89.878	71.346	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.48	6.74	5.35	
		A _{v2}	3.16	2.25	1.78	
	A _{v1} (cm ²)		4.60	4.28	4.32	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.63	7.81	6.43	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.16	3.32	2.86	
	A _{min} (cm ²)		2.94	3.15	2.91	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11.3	9.03	6.77	
		Bonde 2	4.61	4.61	3.14	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA12	2x4HA12	2x3HA12
			Bonde 2	2x2HA12	2x2HA12	2x2HA10
S _t (cm)		Bonde1	3cm	3cm	3cm	
		Bonde 2	7cm	7cm	7cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.68	1.80	1.66		
A _H /nappe (cm ²)		2.83	2.26	1.69		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12		
ep =7cm		(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0.721	0.672	0.678	
		τ_b (MPa)	1.009	0.941	0.950	
	ELS	N _s (kN)	-608.44	-469.2	-412.6	
		σ_b (MPa)	8.4E+02	-2.3E+00	-2.1E+00	

Ferraillage de voile longitudinal V9 :

Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.36	0.36	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5296.66	2147.09	771.96	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8212	-4541.88	-2622.25	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	281.27	158	123.91	
	L _t (m)	1.09	1.22	1.39	
	L _c (m)	0.71	0.58	0.41	
	d (m)	0.547	0.611	0.695	
	σ_1 [KN/m ²]	4106.000	2270.940	1311.125	
	N (kN)	N ₁	673.94	416.34	273.49
		N ₂	224.646	138.779	91.164
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16.85	10.41	6.84
		A _{v2}	5.62	3.47	2.28
	A _{vi} (cm ²)	10.83	6.08	4.77	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19.56	11.93	8.03
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.62	4.99	3.47
	A _{min} (cm ²)	5.74	6.42	7.30	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.84	12.56	8.03
Bonde 2		8.03	8.03	8.03	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA20	2x2HA20	2x2HA16
		Bonde 2	2x2HA16	2x2HA16	2x2HA16
	S _t (cm)	Bonde1	9cm	15cm	17cm
		Bonde 2	6cm	6cm	6cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande	3.28	3.67	4.17	
	A _H /nappe (cm ²)	4.71	3.14	2.01	
	Choix des barres/nappe (cm ²)	4HA12	4HA12	4HA12	
	ep =7cm	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.868	0.488	0.382
		τ_b (MPa)	1.215	0.683	0.535
	ELS	N _s (kN)	-573.63	-486.65	-362.6
σ_b (MPa)		8.4E+02	-1.2E+00	-9.4E-01	

Ferrailage des voiles transversales V1', V2', V3', V4' :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.75	1.75	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.35	0.35	0.35	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7287.3	2879.18	4447.12	
	σ_{min} [KN/m ²]	-10182.91	-5310.34	-5995.4	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	281.83	186.81	166.17	
	L _t (m)	1.02	1.13	1.00	
	L _c (m)	0.73	0.62	0.75	
	d (m)	0.510	0.567	0.502	
	σ_1 [KN/m ²]	5091.455	2655.170	2997.700	
	N (kN)	N ₁	779.01	451.94	451.78
		N ₂	259.671	150.648	150.594
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19.48	11.30	11.29
		A _{v2}	6.49	3.77	3.76
	A _{vi} (cm ²)		10.85	7.19	6.40
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	22.19	13.10	12.89
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.49	5.56	5.36
	A _{min} (cm ²)		5.36	5.96	5.27
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	25.12	15.4	15.4
Bonde 2		6.16	6.16	6.16	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA20	2x5HA14	2x5HA14
		Bonde 2	2x2HA14	2x2HA14	2x2HA14
	S _t (cm)	Bonde1	6cm	6cm	5cm
		Bonde 2	13cm	14cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.06	3.40	3.01
	A _H /nappe (cm ²)		6.28	3.85	3.85
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	4HA12	4HA12
ep =8cm		(A=6.77cm ²)	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.895	0.593	0.528
		τ_b (MPa)	1.253	0.830	0.739
	ELS	N _s (kN)	-582.64	-500.57	-413.61
		σ_b (MPa)	8.4E+02	-1.3E+00	-1.1E+00

Ferraillage des voiles V5', V6' :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.8	1.8	1.8		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.36	0.36	0.36		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5523.33	2520.49	3664.75		
	σ_{min} [KN/m ²]	-8791.49	-5284.43	-5295.01		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	221.91	182.68	130.36		
	L _t (m)	1.11	1.22	1.06		
	L _c (m)	0.69	0.58	0.74		
	d (m)	0.553	0.609	0.532		
	σ_1 [KN/m ²]	4395.745	2642.215	2647.505		
	N (kN)	N ₁	728.91	483.02	422.45	
		N ₂	242.969	161.005	140.815	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18.22	12.08	10.56	
		A _{v2}	6.07	4.03	3.52	
	A _{vi} (cm ²)		8.54	7.03	5.02	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	20.36	13.83	11.82	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.07	5.78	4.78	
	A _{min} (cm ²)		5.80	6.40	5.58	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21.56	14.56	12.05	
		Bonde 2	6.47	6.47	6.47	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x7HA20	4HA12+5HA16	2x3HA16
			Bonde 2	2HA14+3HA14	2HA14+3HA14	HA14+3HA14
S _t (cm)		Bonde1	3cm	7cm	9cm	
		Bonde 2	11cm	11cm	11cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.32	3.66	3.19		
A _H /nappe (cm ²)		5.39	3.64	3.01		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12	4HA12	4HA12		
ep =17cm		(A=6.77cm ²)	(A=4.62cm ²)	(A=4.62cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.685	0.564	0.402	
		τ_b (MPa)	0.959	0.789	0.563	
	ELS	N _s (kN)	-582.64	-500.57	-413.61	
		σ_b (MPa)	8.4E+02	-1.3E+00	-1.1E+00	

IX.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

❖ Choix et type de fondations :

- le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

Etude de sol :

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m³ de ciment.

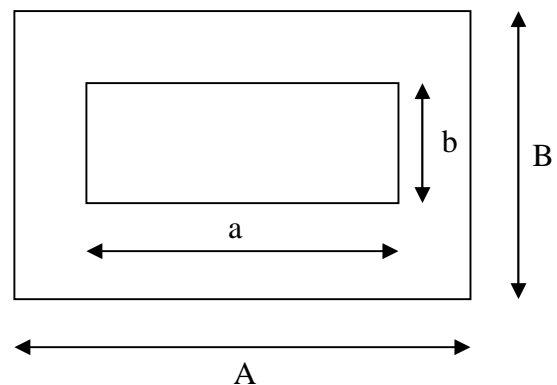
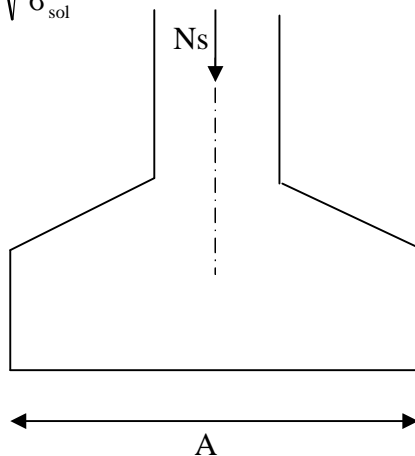
IX.2.Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$D'o\grave{u} B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 789.6 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{789.60}{200}} = 1.98\text{m} \Rightarrow A = B = 2\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

IX.3.Semelles filantes :

IX.3.1 Semelles sous poteaux :

a) 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 telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

c) Exemple de calcul :

Poteaux	$N (G+Q)$ (KN)	$N \text{ totale}$ (KN)	Moments (KN.m)	ei (m)/CDG (semelle)	$Niei$ (KN.m)
1	463.78	1269.98	1.282	-5	2318.9
2	500.31		0.439	0	0
3	305.89		-0.333	5	1529.45
					-789.45

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

○ Résultante :

$$R = \sum N_i = 1269.98 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-789.45 + 1.388}{1269.98} = -0.62 \text{ m}$$

○ Distribution par (ml) de la semelle :

$e = 0.62 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 10/6 = 1.67 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{1269.98}{10} \left(1 + \frac{6 \times 0.62}{10} \right) = 174.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{1269.98}{10} \left(1 - \frac{6 \times 0.62}{10} \right) = 79.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{1269.98}{10} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.62}{10} \right) = 150.62 \text{ KN / ml}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{150.62}{200} = 0.75 \text{ m}$$

Soit $B=1 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S=1 \times 10 = 10 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_t = 10 \times 3 = 30 \text{ m}^2$$

IX.3.2 Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ Sens longitudinale :

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V1, V2, V3, V4	608.08	1.25	2.43	4x3.037=12.148
V5, V6, V7, V8	608.44	0.92	3.30	4x3.036=12.144
V9	573.63	1.8	1.59	2.862
				27.154

➤ **Sens transversal :**

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V1', V2', V3'etV4'	582,64	1.75	1.66	4x7.29=29.1 6
V5', V6'	713.2	1.75	2.03	2x2.91=5.82
				34.98

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v=62.134 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T=S_v+S_p$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 155.5 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = 92.134=59.25\%$

$$S_t < 50 \% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

IX.4.Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

❖ **Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h \geq 25\text{cm}$)

❖ **Conditions forfaitaires :**

-Dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\text{Sous poteaux : } h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Sous voiles : } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{500}{8} = 62.5 \text{ cm} \leq h \leq \frac{500}{5} = 100 \text{ cm}$$

Soit $h = 80 \text{ cm}$

-Poutre ou nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 90 \text{ cm}$$

❖ **Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.04 \text{ m}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 45 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

➤ **Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{20884.04}{1,33 \times 200} = 78.51 m^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{15165.38}{200} = 75.83 m^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 78.51 m^2$$

$$S_{bat} = 155.5 m^2 > S_{rad} = 78.51 m^2$$

-Remarque :

Étant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

D'après le BAEL nous devons ajouter un débord minimal de :

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\right) = 45 \text{ cm}$$

Donc le débord est de : 50 cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{radier} = S_{bat} + S_{débord} = 155.55 + (15.95 + 10.4) \times 2 \times 0,5 = 181.9 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des efforts :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 12426.89 \text{ KN} \\ Q = 2738.49 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ pour la structure}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 20884.03 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 15165.38 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des efforts à la base du radier**

-Poids du radier

$$G_{radier} = e_p \times S_r \times \rho + b \times h_n \times \rho \times L \times m$$

$$G_{radier} = 0,4 \times 181.9 \times 25 + 0,45 \times 0,90 \times 25 \times 10 \times 6 = 2426.5 \text{ KN}$$

m = 6, nombre de portiques dans le sens considéré

-Les efforts :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 20884.03 + 1,35 \times 2426.5 = 24159.80 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 15165.38 + 2426.5 = 17591.88 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{24159,8 \times 1}{181,9} \times \frac{5}{2} = 332,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{332,04 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 7,775 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = bh^3/12 = 37600,28 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = hb^3/12 = 1295,83 \text{ cm}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL} \quad 24159,80$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

-Sens longitudinal :

➤ **A l'ELU :** $M_X = 26402.504 + 1220.01 \times 0.9 = 27500.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{24159.80}{181.9} + \frac{27500.51}{1295.83} \times 7.775 = 297.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{24159.80}{181.9} - \frac{27500.51}{1295.83} \times 7.775 = -32.18 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 297.82 - 32.18}{4} = 215.32 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 2\sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A l'ELS :** $M_X = 27500.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{17591.88}{181.9} + \frac{27500.51}{1285.83} \times 7.775 = 263 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{17591.88}{181.9} - \frac{27500.51}{1285.83} \times 7.775 = -69.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 263 - 69.28}{4} = 179.9 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

-Sens transversal :

A l'ELU : $M_y = 9870.308 + 1216.92 \times 0.90 = 10965.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{24159.8}{181.9} + \frac{10965.53}{37600.28} \times 5 = 132.82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{24159.8}{181.9} - \frac{10965.53}{37600.28} \times 5 = 131.37 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 132.82 + 131.37}{4} = 132.45 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS : $M_y = 10965.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{17591.88}{181.9} + \frac{10965.53}{37600.28} \times 5 = 98.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{17591.88}{181.9} - \frac{10965.53}{37600.28} \times 5 = 95.26 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 98.16 + 95.26}{4} = 97.43 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42]

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

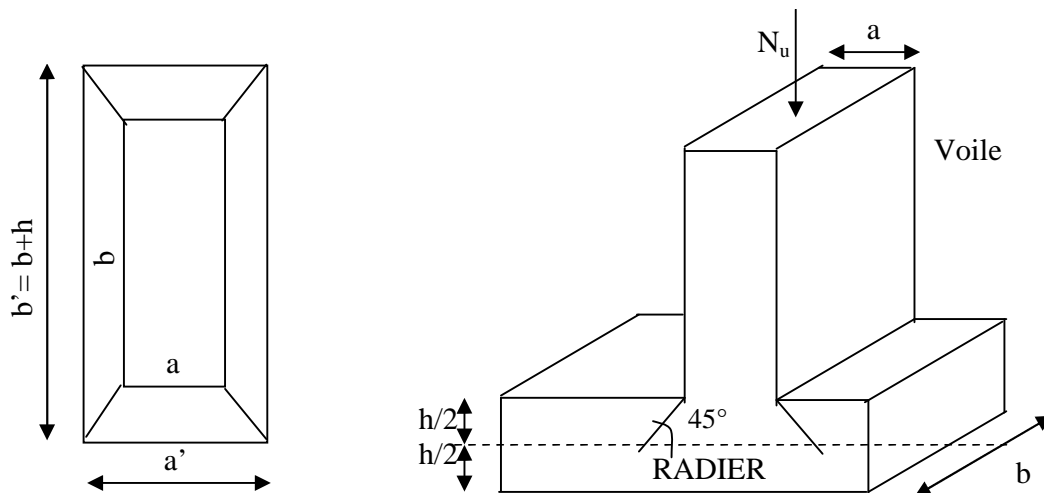


Figure : Périmètre utile des voiles et des poteaux

-Calcul du périmètre utile μ_c :

- La vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,45 + 2 \times 0,9) = 5.3 \text{ m Et } N_u = 1095.86 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 5.3 \times 0,90 \times 25000}{1,5} = 3577.5 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b. La vérification pour le voile le plus sollicité (V6') :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 6 \text{ m} \text{ et } N_u = 993,35 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6 \times 0,90 \times 25000}{1,5} = 4050 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

11.4- Ferrailage du radier :

Un radier est calculé comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est sollicité par la réaction du sol diminuée du poids propre du radier, le calcul se fera pour une bonde de 1m.

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

➤ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

On distingue 10 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable

❖ Identification du panneau le plus sollicité :

Panneaux	Lx(m)	Ly(m)	$\rho=Lx/Ly$	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}	obs
1	1.45	5	0.29	/	/	31.3	0	1sens
2	5	5	1	0.0368	1.0000	109,58	109,58	2sens
3	2.75	5	0.55	0.0879	0.250	79,18	19,80	2sens

4	3.45	5	0.69	0.0695	0.422	98,53	41,58	2sens
5	2.9	5	0.58	0.0838	0.279	83,44	23,42	2sens
6	1.45	5	0.29	/	/	31,03	0	1sens
7	5	5	1	0.0368	1.0000	109,58	109,58	2sens
8	2.75	5	0.55	0.0879	0.250	79,18	19,80	2sens
9	3.45	5	0.69	0.0695	0.422	98,53	41,58	2sens
10	2.9	5	0.58	0.0838	0.279	83,44	23,42	2sens

$$\nu=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{- A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 132,45 - \frac{2426,5}{181,9} = 119,11 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 97,43 - \frac{2426,5}{181,9} = 84,09 \text{ KN/ml}$$

-Calcul des armatures à l'ELU :

- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0368 \times 119,11 \times 5^2 = 109,58 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 109,58 = 109,58 \text{ KNm}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,85) en travées.

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \text{sinon} \Rightarrow \text{SDA} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Tableau 11.4 : Ferrailage du panneau le plus sollicité

Sens		M (KNm)	M réduit(KNm)	μ	B	Obs	As (cm ²)	A adoptée	St
X-X	appui	109.58	54.79	0.052	0.973	SSA	5.99	5HA124= 7.7	20
Y-Y	travée	109.58	93.143	0.089	0.953	SSA	10.4	6HA16=12.05	16

➤ **Calcul et vérification à l'E.L.U.**

❖ **Condition de non fragilité :**

ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 40 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 3,2 \text{ cm}^2$$

Sens x-x ; y-y :

$$A_s^a = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 12.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures :**

$$St^{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 [\text{MPa}] \right\} = 2,5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = q \cdot l/2$$

$$d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{119.11 \times 5 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 360} = 0.82 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Calcul et vérification à l'E.L.S :**

❖ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\nu = 0,2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0442 \times 84.09 \times 5^2 = 92.92 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 1 \times 92.92 = 92.92 \text{ KNm}$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,85) en travées.

Sens x-x ; y-y :

$$M_s^a = 0,5 \times 92.92 = 46.46 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0,85 \times 92.92 = 78.98 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

Aux appuis : $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$
En travées : $A_s = 12.05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 12.05}{100 \times 36} = 0.33 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.024 \end{cases}$$

$M_s = 78.98 \text{ KNm}$

$$\sigma_s = \frac{78.98 \times 1000}{0,910 \times 36 \times 12.05} = 200.07 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,024 \times 200.07 = 4.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée)

Ferraillage des nervures :

Pour déterminer les efforts, nous utiliserons le logiciel ETABS

➤ **Calcul des moments dans le sens longitudinal :**

Nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

➤ **Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

Charge trapézoïdale :

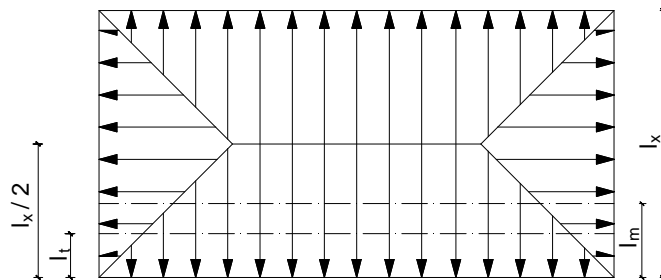
$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\alpha}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\alpha}{4} \right)$$

Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$



$L_x = l_y \rightarrow \rho = 1 \rightarrow$ l'expression devient

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_m = 0.333 \times 5 = 1.665$$

$$l_t = 0,25 l_x$$

$$l_t = 0.25 \times 5 = 1.25$$

Charges à considérer :

Sens XX/YY

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 119.11 \times 1.665 = 198.3 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 84.09 \times 1.665 = 140 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 119.11 \times 1.250 = 148.88 \text{ KN/ml.}$$

Sens transversal :

Le calcul des sollicitations avec le logiciel (ETABS).

Diagramme des moments fléchissant (ELU):

Diagramme des moments fléchissant (ELS):

Diagramme des efforts tranchant (ELU):

Sollicitations maximales :

$$M_{tu \max} = 297.68 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 359.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 200.51 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 242.33 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 393.64 \text{ KN.}$$

a. Calcul du ferrailage à l'ELU

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{297.68 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 21.74} = 0.042 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{ut} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{297.68 \times 10^3}{0.979 \times 85 \times 400} = 8.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA14 = 9.24 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{359.76 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 21.74} = 0.05 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.05 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{359.76 \times 10^3}{0.974 \times 85 \times 400} = 10.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA16 = 12.05 cm²**

Vérification à l'ELU :

$$\text{BAEL : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 45 \times 85 \times 2.1}{400} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_{\min} = 0.5 \% b h = 0.005 \times (90 \times 45) = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t + A_a = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 20.25 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

On opte pour : $A = 20.25 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{22.5 ; 19.2\} = 15 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } S_t = 15 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq h/4 = 22.5 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm.}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 393,54 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{393,54 \times 10^3}{450 \times 850} = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{359,786}{242,33} = 1.48$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{297,68}{200,51} = 1.48$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA99 Modifié 2003, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ12** avec des épingles **Φ8** comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Sens longitudinal :

Diagramme des moments fléchissant (ELU):

Diagramme des moments fléchissant (ELS):

Diagramme des efforts tranchant (ELU):

Sollicitations maximales :

$$M_{tu \max} = 369.65 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 634.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 248.99 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 427.53 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 435.51 \text{ KN.}$$

a. Calcul du ferrailage à l'ELU

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{369.65 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 21.74} = 0.052 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ut} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{369.65 \times 10^3}{0.973 \times 85 \times 400} = 11.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA16 = 12.05 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{643.7 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 21.74} = 0.089 < \mu_1 = 0.392$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.089 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_{ua} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{643.7 \times 10^3}{0.953 \times 85 \times 400} = 19.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **10HA16 = 20.09 cm²**

Vérification à l'ELU :

$$\text{BAEL : } A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 450 \times 850 \times 2.1}{400} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{RPA : } A_{\min} = 0,5 \% b h = 0,005 \times (90 \times 45) = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_t + A_a = 32.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 20.25 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi=8\text{mm}$

Espacement des armatures :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{22.5 ; 19.2\} = 15\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 15\text{ cm}$

- En zone courante :**

$$S_t \leq h/4 = 22.5\text{cm.}$$

Soit $S_t = 20\text{cm.}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26\text{MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 435.51\text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{435.51 \times 10^3}{450 \times 850} = 1.13\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{634.70}{427.53} = 1.49$$

$$\alpha = 0.1181 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.495 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Entravée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{369.65}{248.99} = 1.48$$

$$\alpha = 0.0667 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.49 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA99 Modifié 2003, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\phi 12$ avec des épingles $\phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Conclusion

*Le projet étudié est un bâtiment d'importance moyenne implanté en zone III de forte sismicité de hauteur 34.59m, donc d'après le **RPA99 (modié2003) Art3.4.A.1.a**, il est impératif d'introduire des voiles de contreventement.*

Nous avons le choix entre une structure contreventée par voiles (présence de portiques), structure à contreventement mixte (voiles et portiques) et structure en voiles.

*En tenant compte de l'architecture (présence de portique et d'ouverture), nous avons introduit des voiles d'une manière à rentrer dans les exigences du **RPA99 (modié2003)**, (exp : excentricité accidentelle...).Et en s'appuyant sur le logiciel **ETABS**, nous avons choisis le bon comportement des voiles.*

Le logiciel s'appuie sur la méthode dynamique modale spectrale, pour l'étude du comportement dynamique de la structure, et sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure.

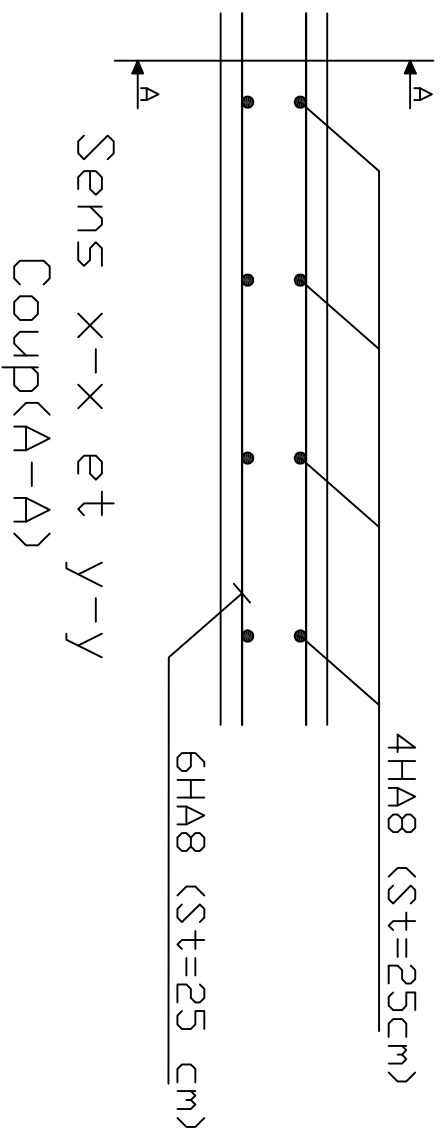
*Nous avons classé le site dans la catégorie S_3 (la plus défavorable) conformément aux recommandations du **RPA99 (modié2003) Art3.3.3***

*Pour les fondations nous avons opté pour un radier général car la surface totale des semelles dépasse **50%** de la surface totale de la structure.*

En fin, nous dirons que ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Jean, Pierre Mougin
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés. Jean Perchat, Jean Roux
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Calcul pratique des tours en béton armé M, DIVER
- Calcul pratique des ossatures des bâtiments en béton armé (bâtiments courants – bâtiments de grande hauteur) Albert Fuentes
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

PLANCHIN

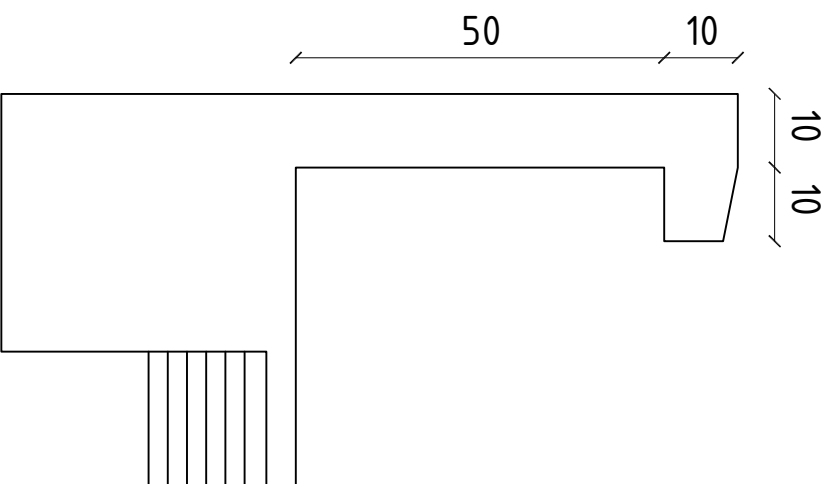
ETUDIE PAR:

YOUSSEF
BOUGHILAS
SEBHI souhila

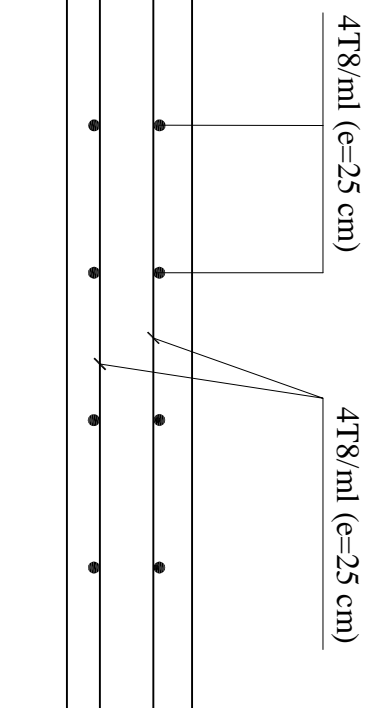
Ferraillage de la dalle de la salle
machine

Ech: 1/25

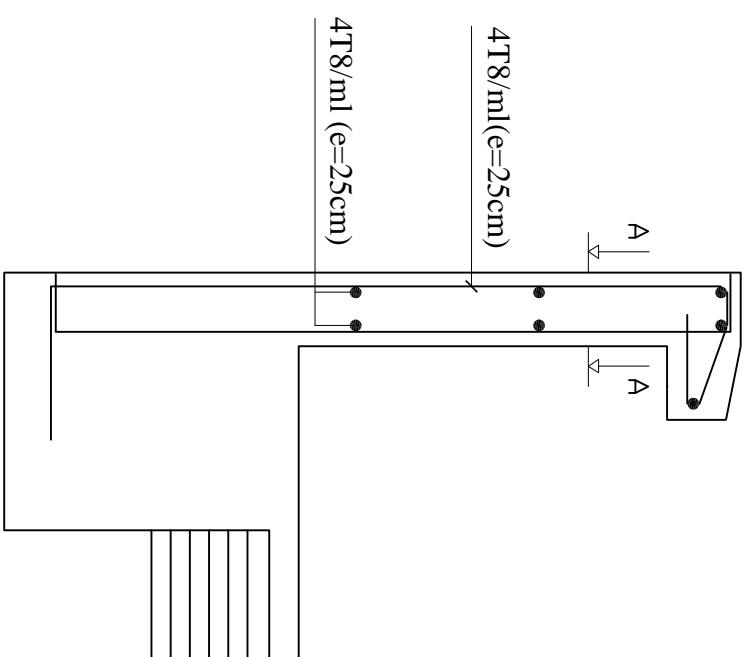
DERIGE PAR : MR ADJRADA



Coffrage de l'acrotère

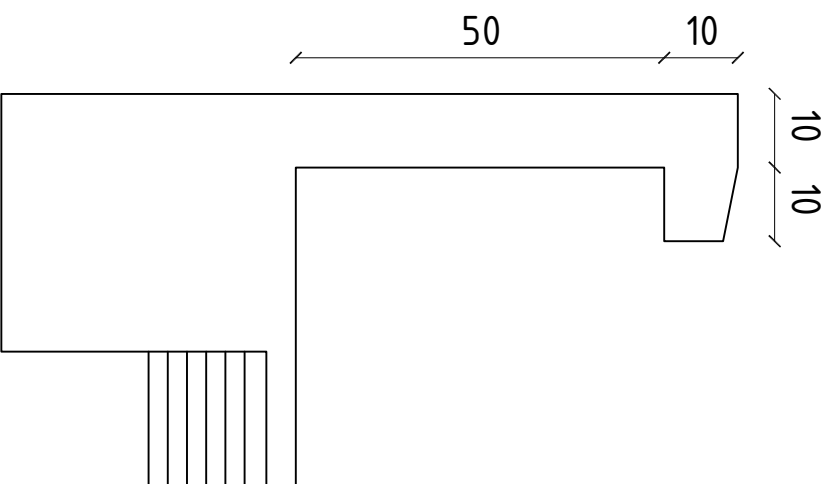


Coupe A-A

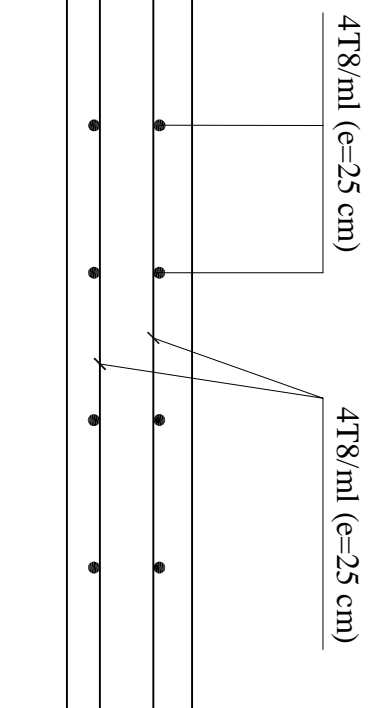


Ferraillage de l'acrotère

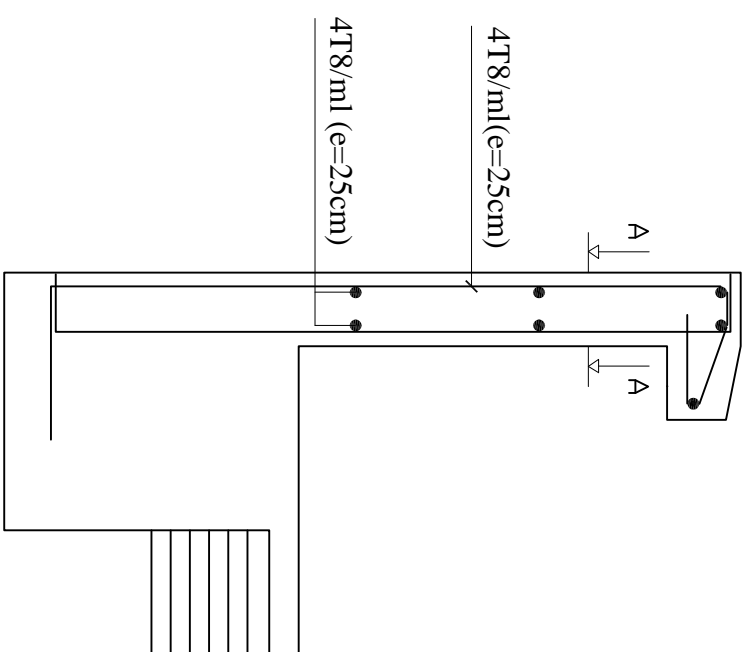
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCH N°
ETUDIE PAR: BOUGHILAS Sadjia KOUCHA Sonia	Ferraillage de l'acrotère	Ech:1/25
DERIGE PAR : Meme SEMAHI		



Coffrage de l'acrotère

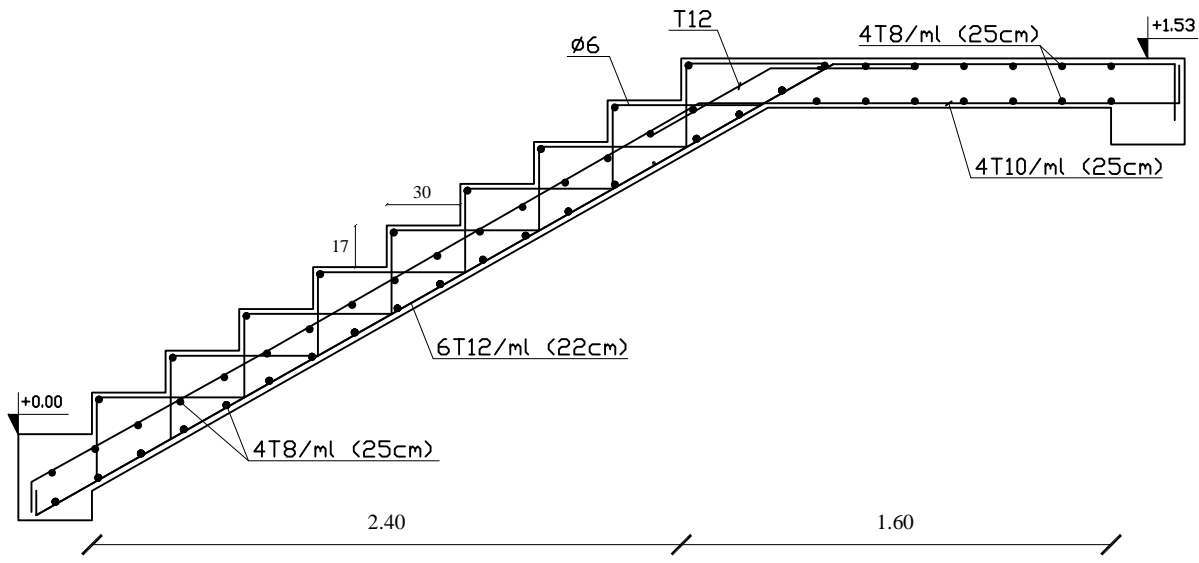


Coupe A-A

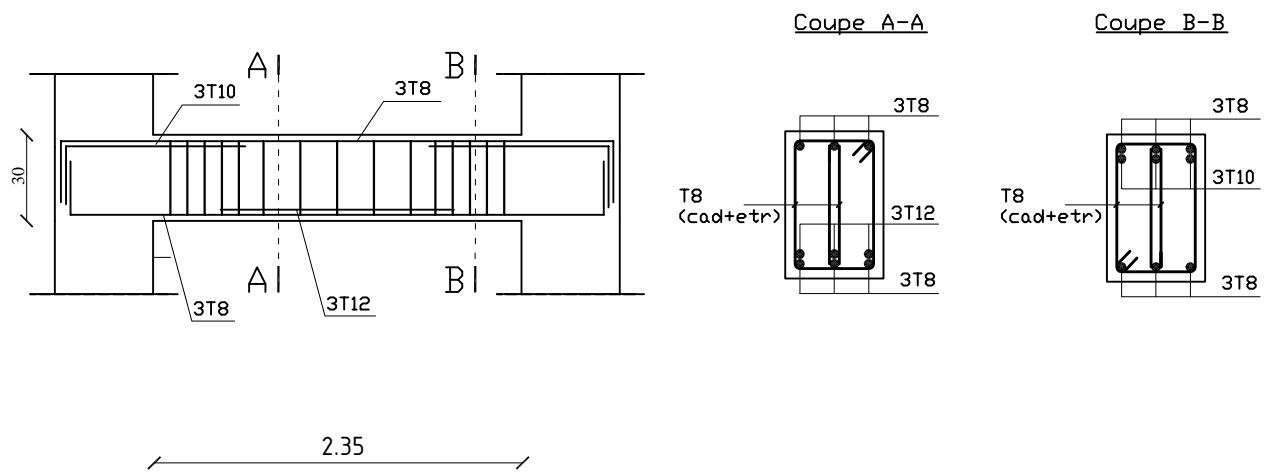


Ferrailage de l'acrotère

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCH N°
ETUDIE PAR: BOUGHILAS Sadjia KOUCHA Sonia	Ferrailage de l'acrotère	Ech: 1/25
DERIGE PAR : Meme SEMAHI		

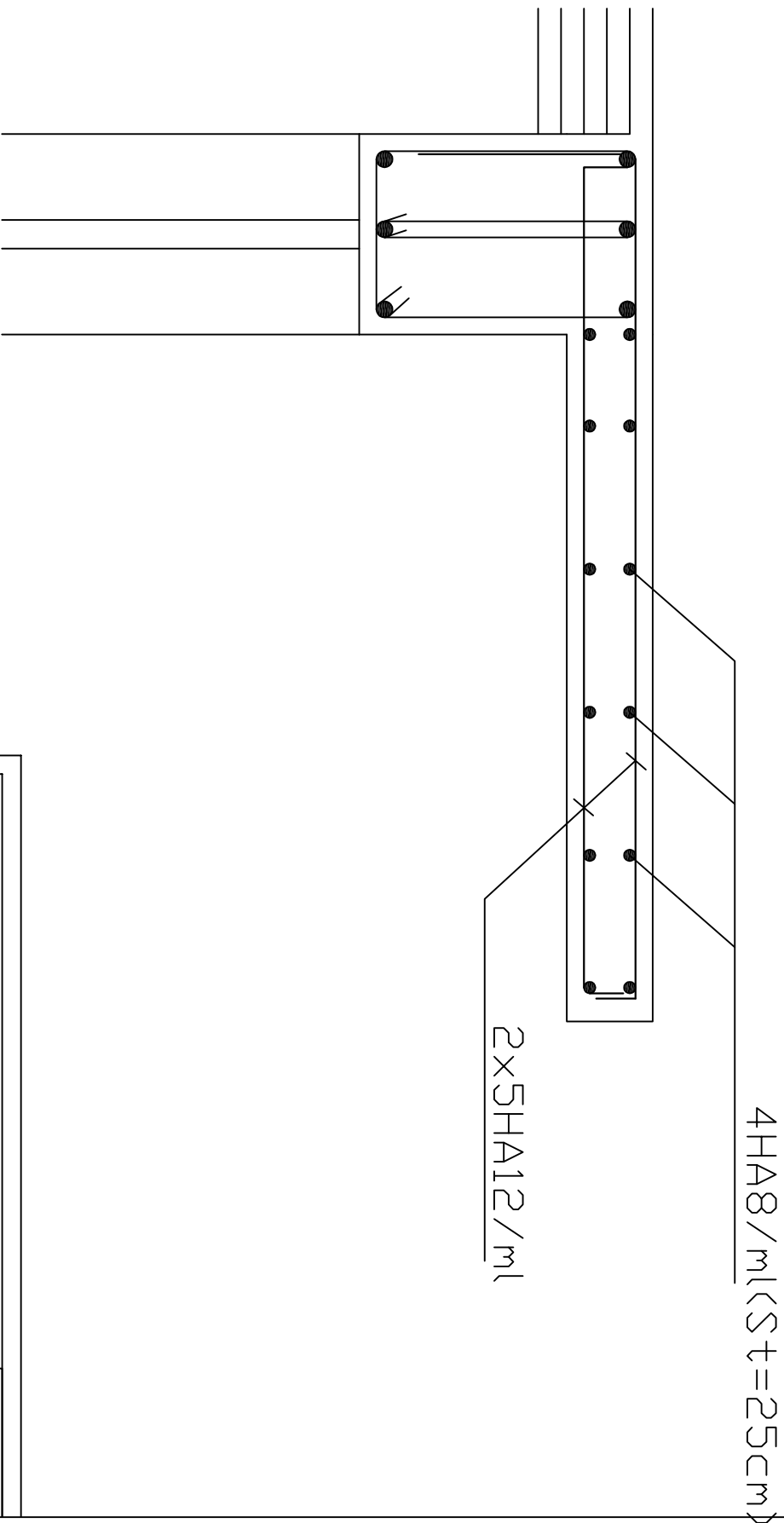


Ferraillage de l'escalier



Ferraillage de la poutre palière

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		PLANCHE N°
ETUDIE PAR: BOUGHILAS Sadjia KOUCHA Sonia	Ferraillage de l'escalier et la poutre palier	ECh:1/25
	DERIGE PAR : Meme SEMAHI	



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

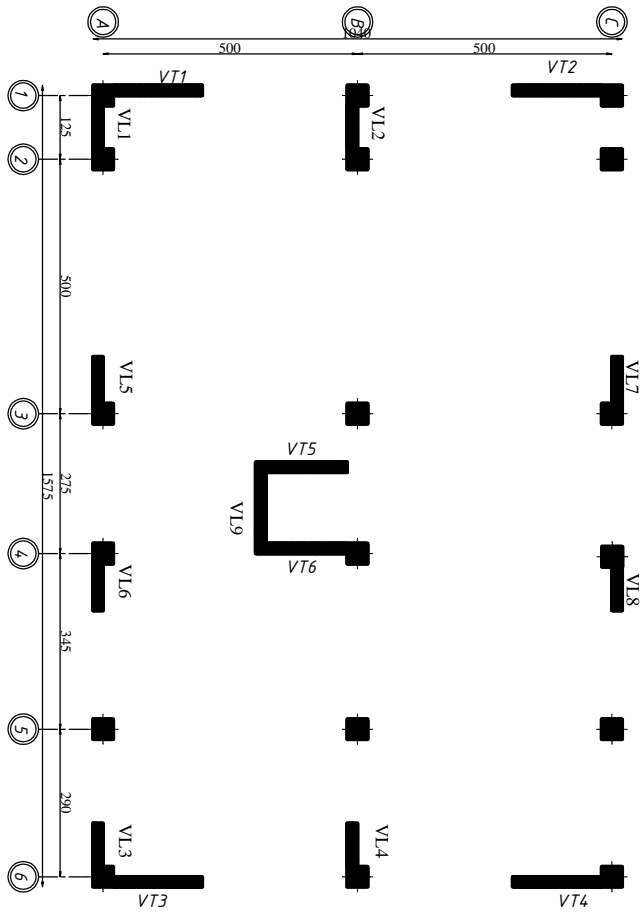
PLANCH N°

ETUDE PAR:
 BOUGHILAS Sadjia
 Koucha Sonia

Ferrailage du balcon

Ech: 1/25

DERIGE PAR : Meme Semahi



Plan de la disposition des voiles

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE TIZI OUZOU
 Faculté Génie de construction
 Département Génie civil

Etudié par:
 KOUCHA Sonia
 BOUGHILAS Saïja

Signature:
 17/2

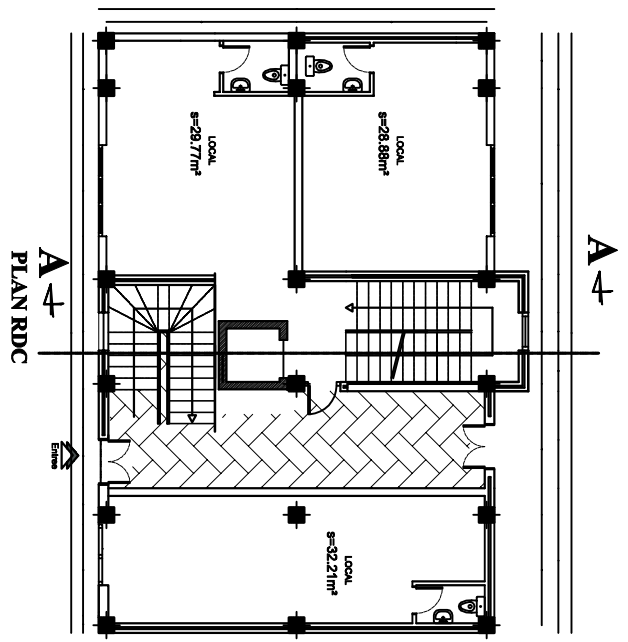
Date :juillet2014

Pièce N° :

PLAN :

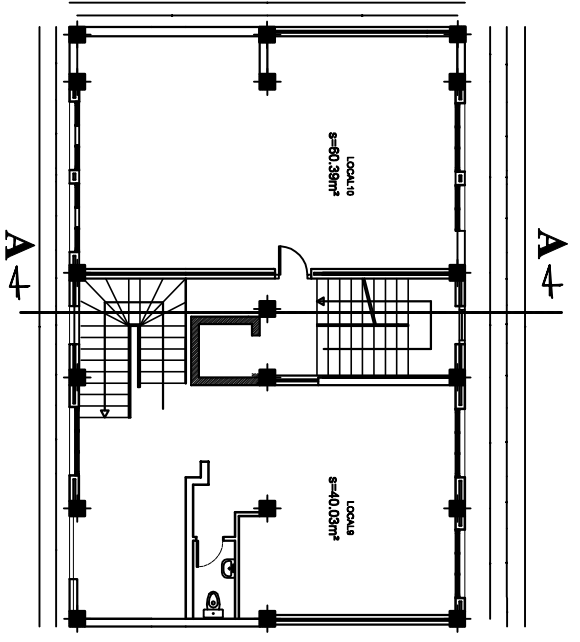
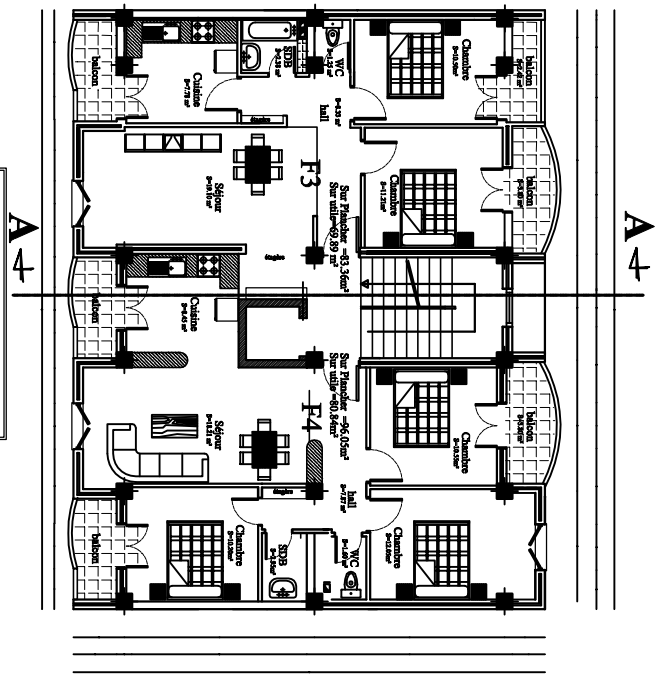
-Coffre ferr des (poutres principales)
 -Coff & ferr des (poutres secondaires)

Devisé par :Merve SMARI



PLAN RDC

PLAN ETAGE COURANT



PLAN ETAGE SERVICES

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie CIVIL		PLANCHE N°
ETUDE PAR: BOUGHIL/AS Sadjia KOUCHA Sonia	Facade principale et coupe A-A	Ech: 1/25
DERIGE PAR : MEME SEMAHI		

ETAGE 08

ETAGE 07

ETAGE 06

ETAGE 05

ETAGE 04

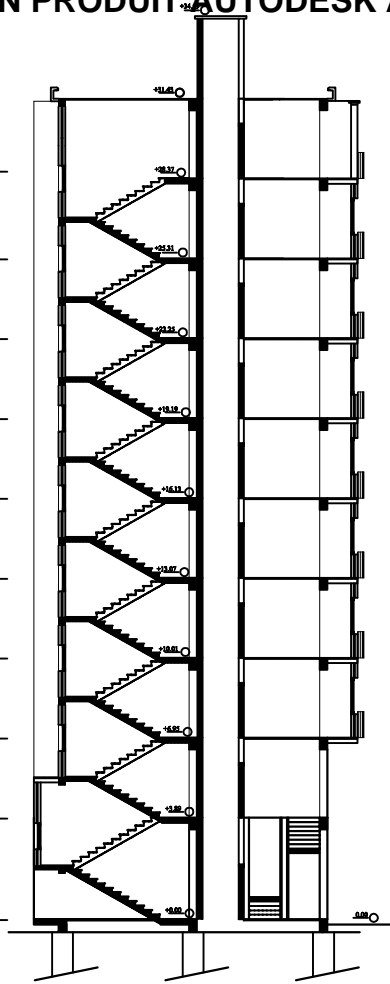
ETAGE 03

ETAGE 02

ETAGE 01

ENTRE SOL

RDC



COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

PROJET	
NOM	
DATE	
AUTRE	
NOM	
DATE	