

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

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

Option : constructions civiles et industrielles

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9+SS) à usage d'habitation
en contreventement mixte avec l'application
d'etabs**



Etudié par M^{elle} BERRANEN djamila

Dirigé par : M^r MEGHLA'

M^{elle} AMZIANE zohra

Promotion 2013

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

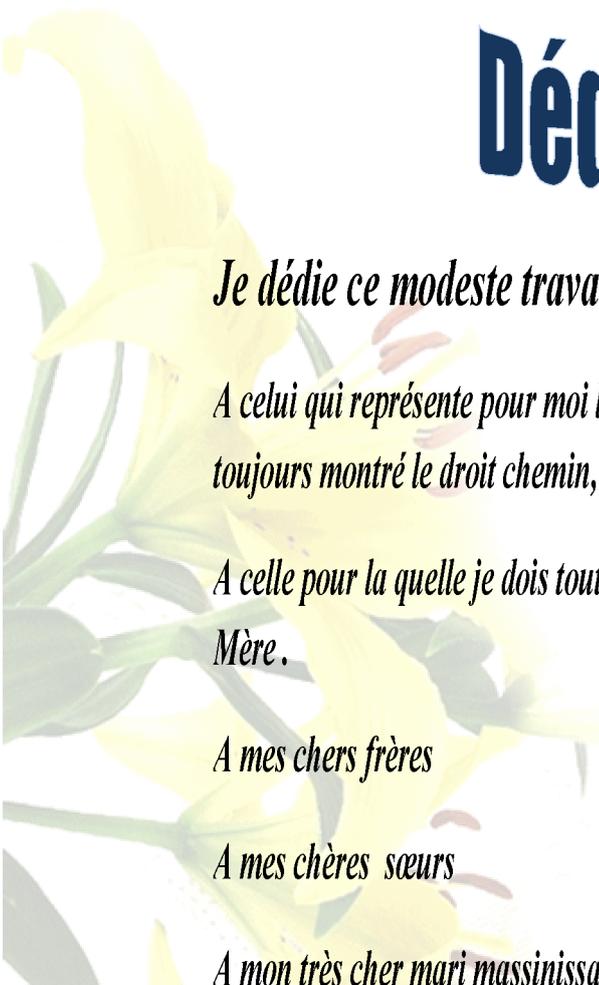
En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre cher promoteur Mr MEGHLAT qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail.

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

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

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A mon très cher mari massinissa et sa famille.

A mes belles sœurs

Sans oublier mes anges : Mayssa.Melinda . maylisse .myssen

A mon binôme djamila et sa famille

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2012-2013.

A tous ceux que j'aime et je respecte.

A tous ceux qui m'aiment.

zohra



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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

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

A mes chers frères :Nassim, Farid, Rafik .

A ma chère sœur :Amel.

Mes chère cousins et cousines.

Ma chères familles.

Mes copines qui m'a soutenu.

A mon binôme zohra et sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion 2012-2013.

A tous ceux qui m'aiment.

Djamila.

Sommaire

Chapitre I : Présentation et descriptions de l'ouvrage	page 1
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	page 9
Chapitre III : Calcul des éléments	
• Acrotère	page 23
• consoles	page 32
• Escaliers	page 39
• Plancher	page 53
• Poutre chaînage	page 73
• Poutre palier	page 84
• Salle machine	page 91
Chapitre V : Modélisation et vérification de RPA	page 100
Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux	
• Poteaux	Page 115
• Poutres	page 138
• Voiles	page 146
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	page 164
Chapitre VIII Etude de mur plaque	page 191
Chapitre IV : Etude du contreventement	page 199
Bibliographie	

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9+S-SOL à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

Introduction :

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (**R+09+s sol**) à usage d'habitation. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles, Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, nous a été confié par le bureau d'étude et sera implanté à «**TIZI OUZOU**», zone de moyenne sismicité (**ZONE II a**).

I-1-1) Caractéristiques géométriques :

- La hauteur totale (sans acrotère) :.....35,08m
- La longueur totale du bâtiment :.....28,39m.
- La largeur totale du bâtiment :.....15.60m.
- La hauteur de rez -de chaussée :.....3,10m.
- La hauteur d'étage courant :.....3,10m.
- La hauteur de sous-sol :.....4,08m

I-1-2) La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé

Suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).

- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99 modifié 2003**).

- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR - BC – 22**).-CBA 93

I-1-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**1) L'ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

-Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.

-Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent, ... etc.)

2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

3) Les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

-Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

-Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

4) Le remplissage (maçonnerie) :**a) murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

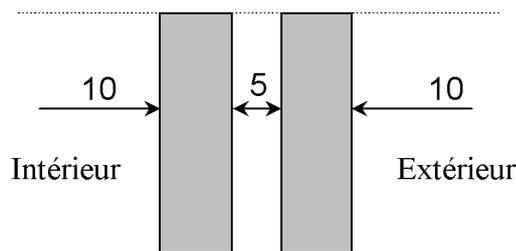


Fig I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

b) murs intérieurs :

Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

5) Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

6) Terrasse :

la terrasse de notre bâtiments est inaccessible.

I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-2-1) Le béton :**

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350Kg/m³ de ciment portland (C P J).

1) Resistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Celle-ci dite « valeur caractéristique » est notée f_{c28}

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite : (Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

Dans notre étude, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

2) Resistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour des valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

3) Etats limites :

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

- Etat limite ultime.
- Etat limite service.

a) état limite ultime (ELU) :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est -à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

- **Contraintes limite à la compression:**(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure.

$j = 28j \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,20 [MPa]$.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- **Diagramme des contraintes- déformations:**

(Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰

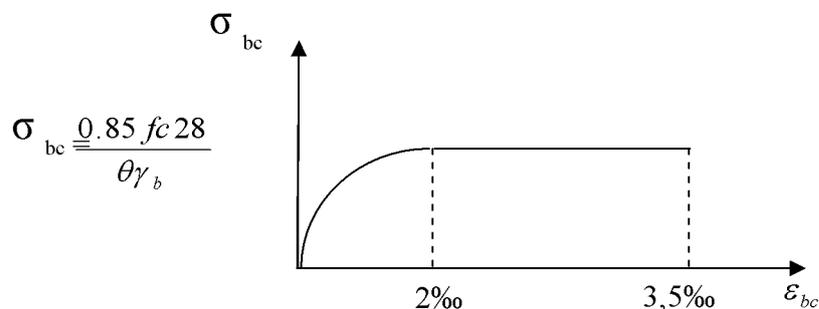


Fig I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.

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

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

E_b : module de Young

b) état limite de service (ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99).

C'est l'état au- de là duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites .les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{bc}$$

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

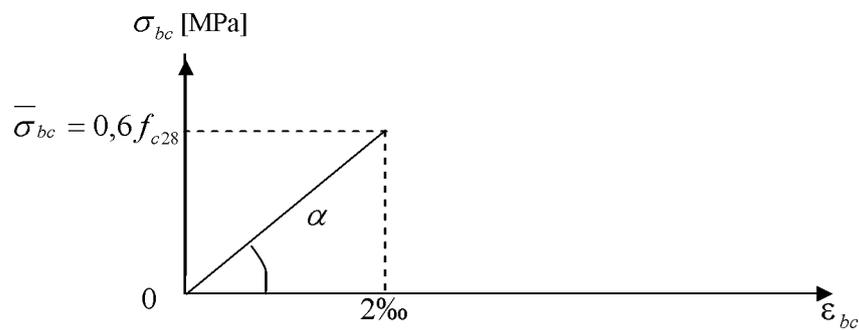


Fig I-2 : diagramme contrainte déformation du béton à ELS.

c) Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min \{0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}\}$

4) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée .selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation instantanée :(Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99).

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

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

D'où : pour $f_{c28}=25\text{Mpa} \longrightarrow E_{i28}=32164.195\text{Mpa}$.

b) Module de déformation différée :(Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99).

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

D'où : $E_{vj}=10818.86\text{Mpa}$

5) Module de déformation transversale :

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

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

6) Coefficient de poisson :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

$$\nu = 0 \quad (\text{à l'ELU}).$$

$$\nu = 0,2 \quad (\text{à l'ELS})$$

I-2-2) les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Acier à haute adhérence de type **feE 400**.
- Les ronds lisses de type **feE235**.
- Treillis soudé de **Ts 520(Ø<6)**.

1) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

2) Les contraintes limite :

⚡ ELU : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

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

Avec :

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} : \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

⚡ ELS : (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91 (modifiées 99), on distingue trois cas de fissurations :

○ **Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99).**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer. $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

○ **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99).**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e, \text{Max}(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})] \text{ MPa}$$

Avec:

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

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

η : coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ Pour les aciers hauts adhérences.
- $\eta = 1.3$ pour les treillis soudés.

○ **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins, ...).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}] \text{ Mpa}$$

3) Diagrammes des contraintes-déformations de l'acier:

(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99).

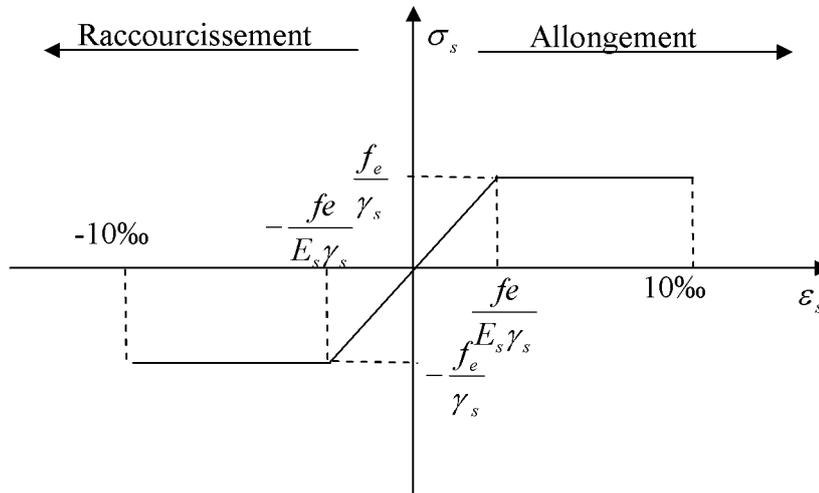


Fig I-3 : diagramme contrainte déformation.

4) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (Art A.7.1 BAEL 91 modifiées 99).

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

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce prédimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure

II-1) pré dimensionnement des éléments :**II-1-1) les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

1) plancher à corps creux :(BAEL 91/révisé 99(Art 6.5.1)

ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

L max: portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

ht : hauteur totale du plancher.

On a $L_{\max} = 285\text{cm}$

$ht = 285/22,5 = 12,66\text{cm}$

On opte pour un plancher de **ht = 20cm**

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

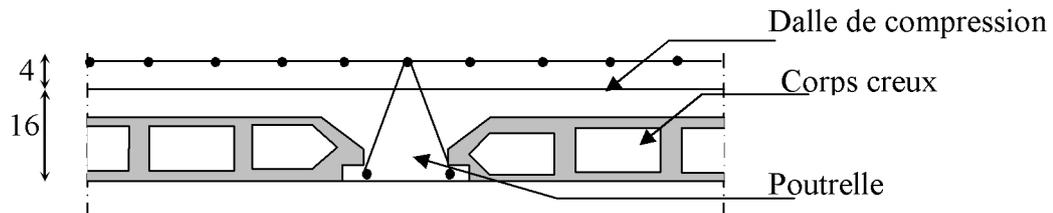


Fig II-1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

II-1-2) les poutres :(RPA 99/VERSION 2003 ART7.5.1)

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10$$

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

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

L : la plus grande portée libre dans le sens considérée.

1) Poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

Sachant que $L = 400 - 25 = 375\text{cm}$

$$375 / 15 \leq ht \leq 375 / 10 \quad \text{ce qui donne } 25 \leq ht \leq 37$$

➡ On prend $ht = 35\text{cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

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

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

➡ On prend $b = 30\text{cm}$.

$$ht/b = 30/25 = 1,2 \leq 4$$

2) Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$$L = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

$$285 / 15 \leq ht \leq 285 / 10 \text{ ce qui donne } 19 \leq ht \leq 28.5$$

➔ **On prend $ht = 35 \text{ cm}$**

La largeur b sera donc :

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

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

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

➔ **On prend $b = 30 \text{ cm}$**

$$ht/b = 30/25 = 1,2 \leq 4$$

✚ Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales $(35 \times 30) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

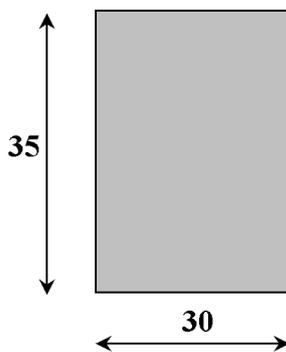


Fig II- 2 : Dimensions de la poutre principale

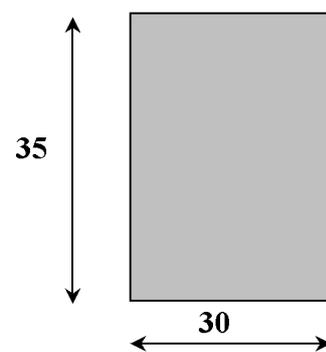


Fig II-3 : Dimensions de la poutre secondaire

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

a) définition:

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

b) Pré dimensionnement:

Selon le **RPA99 version 2003** Les voiles doivent avoir comme épaisseur minimale 15cm, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :

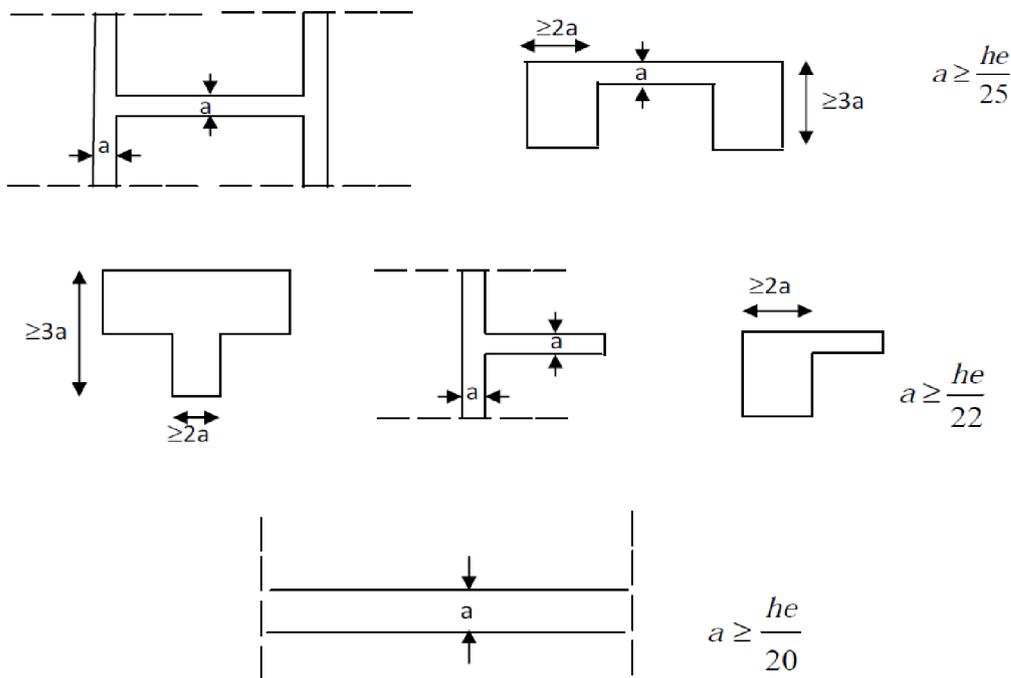


Figure II.4.1 : Coupe de voile en plan.

○ On a donc :

$$h_e = h - h_t$$

Tel que: h_t : épaisseur de la dalle.

h_e : hauteur du voile.

h : hauteur d'étage.

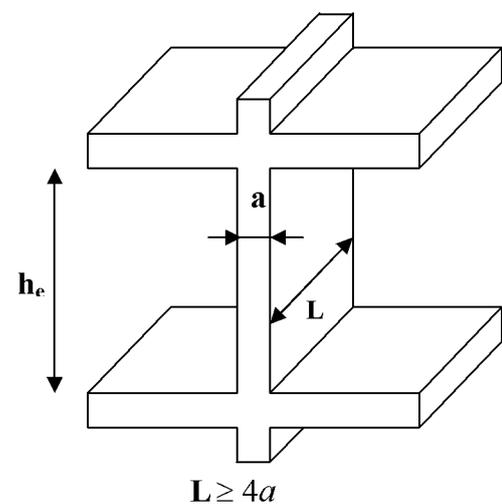


Figure II.4.2) : Coupe d'un voile en élévation

✚ **Pour l'étage courant** : $h_e = 310 - 20 = 290$ cm donc : $e \geq \frac{290}{20} = 14,5$ cm

➡ En prend $e_p = 20$ cm

$4e = 60$ cm soit $l_{min} = 310$ cm $\geq 4e$

✚ **Pour le RDC**: $h_e = 310 - 20 = 290$ cm donc : $e \geq \frac{290}{20} = 14,5$ cm

➡ En prend $e_p = 20$ cm

$4e = 80$ cm soit $l_{min} = 310$ cm $\geq 4e$.

○ **Largeur minimale du voile :**

La largeur minimale l_{min} du voile devra satisfaire la condition $l_{min} \geq 4e$.

$4e = 80$ cm soit $l_{min} = 310$ cm $\geq 4e$

II-1-4) les poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, carré, ...).

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal

$$N_s = G + Q.$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$$

S : section du poteau.

N_s : effort normal (calculé par la descente de charge).

σ_b : Contrainte admissible du béton à la compression.

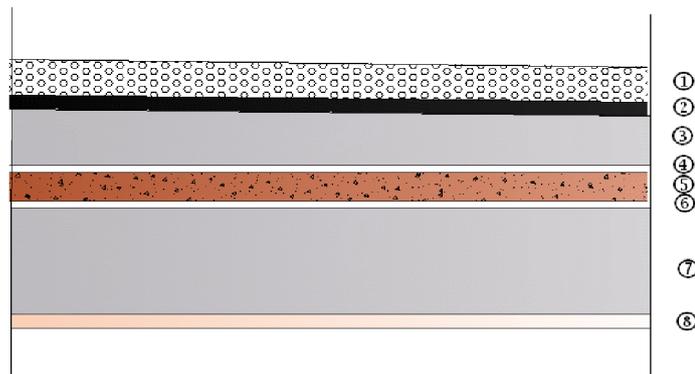
II-2) Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement (DTR B.C.2-2).

II-2-1) Charges permanentes :

- Plancher de terrasse :
- Tableau II-1 :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique(liège)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
$G_{pt1} = 6,35 (KN / m^2)$				

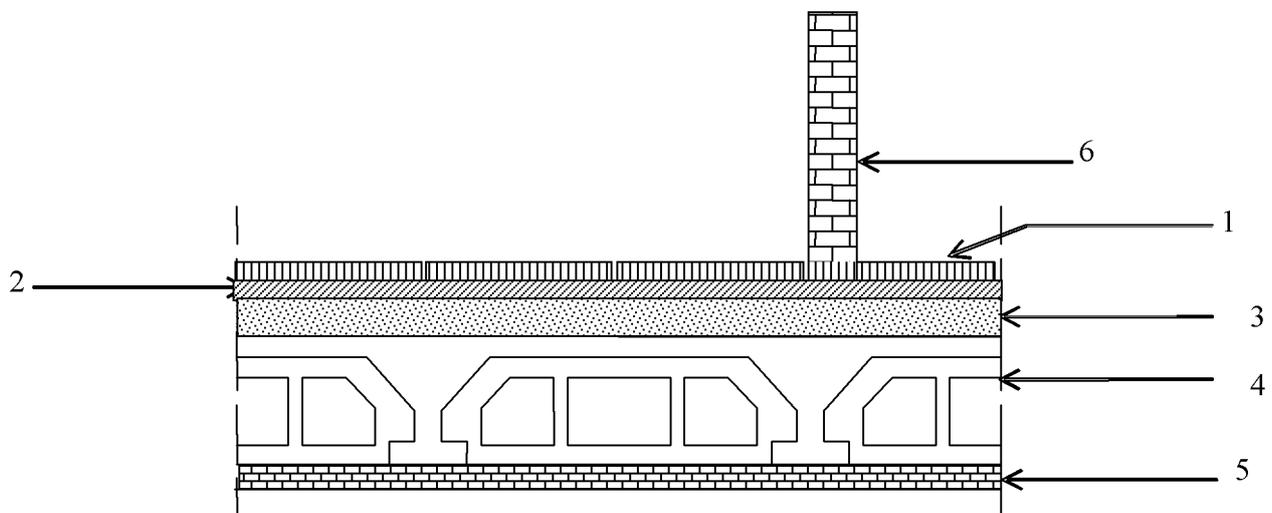


FigII-5 : coupe verticale d'étage courant.

➤ Plancher d'étage courant (corps creux):

➤ Tableau II-2

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons de séparation interne	0,1	12	1,20
				G = 5,40

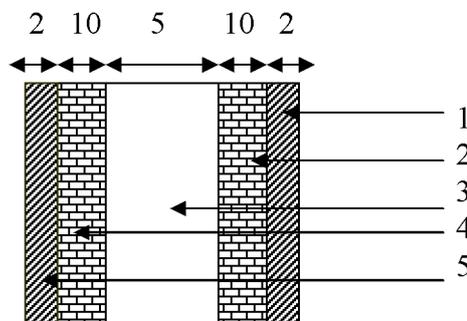


FigII-6 : coupe verticale du plancher à corps creu

➤ Murs extérieurs :

➤ Tableau II-3 :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 3,04



FigII-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

✚ L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,10 \times 0,10) - \frac{0,03 \times 0,10}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{m}^2$$

$$G = \rho \times S$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{KN/m}$$

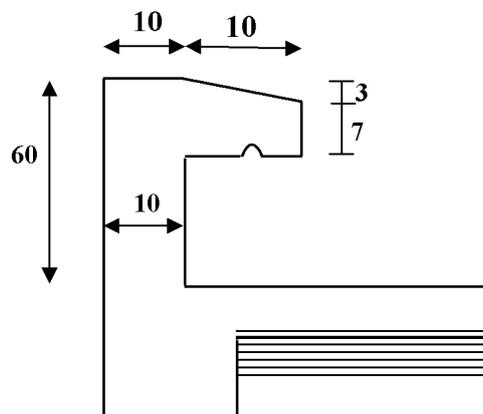


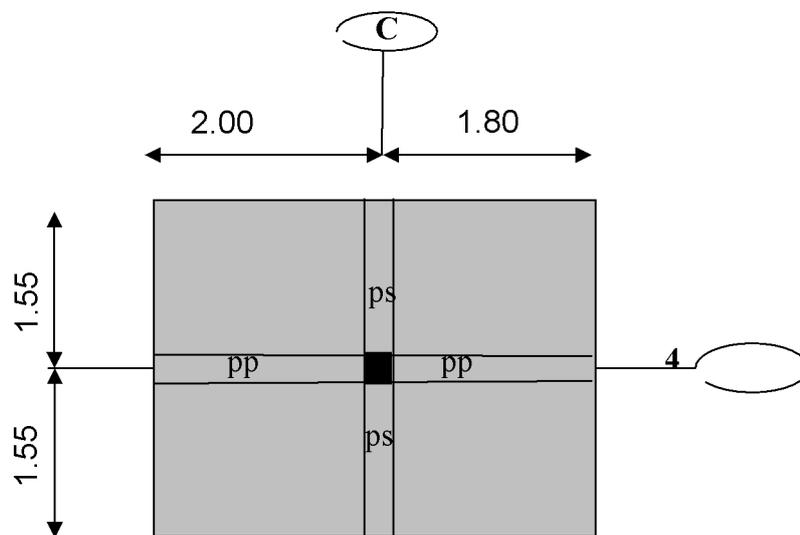
Fig-II-8 : Coupe verticale de l'acrotère.

II-2-2) Surcharges d'exploitations :

- Plancher sous sol a usage locaux 2.5 KN/ m²
- Plancher RDC a usage locaux..... 2.5 KN/ m²
- Plancher étages courants a usage d'habitation 1.5 KN/ m²
- en attique a usage d'habitation..... 1.5 KN/ m²
- Escalier 2.5 KN/ m²
- Balcon..... 3.5 KN/ m²

II-3) Localisation du poteau le plus sollicité C4 :

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques « c » et « 4 » comme le montre la figure ci-après.



FigII-9: surface revenant au poteau C4

a) Calcul des poids propre :**✚ Planchers :**

$$S_{\text{Plancher}} = ((2,00 + 1,80) - 0,30) \times ((1,55 + 1,55) - 0,30) = 9,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Plancher : } G_{pc} \times S = 5,40 \times 9,8 = 52,92 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse : } G_{pt} \times S = 4,20 \times 9,8 = 41,16 \text{ KN}$$

✚ Poutres :

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (2,0 + 1,80) = 25 \times 0,35 \times 0,30 \times 3,8 = 9,97 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1,55 + 1,55) = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times 3,1 = 8,13 \text{ KN}$$

$$\text{Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 9,97 + 8,13 = 12,93 \text{ KN}$$

Poteaux :

Sous sol : $0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,37 \text{ KN}$

RDC : $0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,1 = 4,84 \text{ KN}$

Etage courant : $0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,1 = 4,84 \text{ KN}$

○ Surcharge d'exploitation :

Sous sol: $Q \times S = 2,5 \times 9,8 = 24,50 \text{ KN}$

RDC : $Q \times S = 2,5 \times 9,8 = 24,50 \text{ KN}$

Etages courants : $Q \times S = 1,5 \times 9,8 = 14,70 \text{ KN}$

Terrasse : $Q_{\text{ter}} \times S = 1,00 \times 9,80 = 9,80 \text{ KN}$

○ Loi de dégression des surcharges

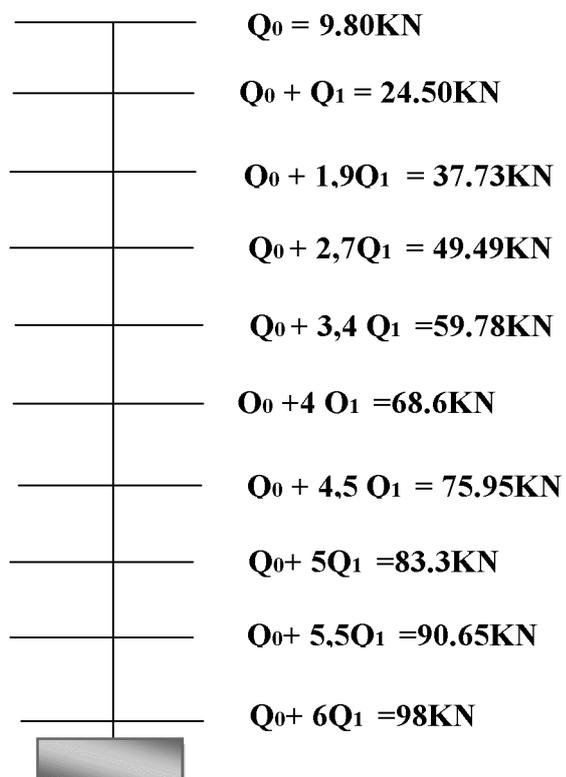
La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i$$

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

- ✓ Pour le toit ou la terrasse..... Q_0
- ✓ Pour le dernier étage..... Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0,9Q$
- ✓ Pour l'autre immédiatement inférieur..... $0,8Q$

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



Descente de charge :

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

➤ **Tableau: Vérification des poteaux selon le RPA 99:**

condition exigées par RPA	poteaux	Valeur calculée	vérification
Min $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ Min $(b_1, h_1) \geq h_e/20$	30x30	$\min(b \times h) = 30 \text{ cm}$	OK
	35x30	$h/20 = 310/20 = 15.5$	OK
	35x40	$bh = 1$	OK
$1/4 < b_1/h_1 < 4$	SOUS SOL 35x40	$\min(b \times h) = 35 \text{ cm}$	OK
		$h/20 = 408/20 = 20.4$	OK
		$bh = 0.87$	OK

Concluin:

le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA .

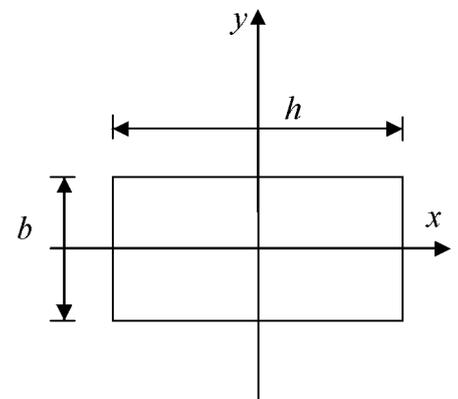
» Vérifications des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.
- l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)
- l_0 : Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)
- S_{pot} : Section du poteau.



Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers, charpente et des éléments structuraux le cas des planchers.

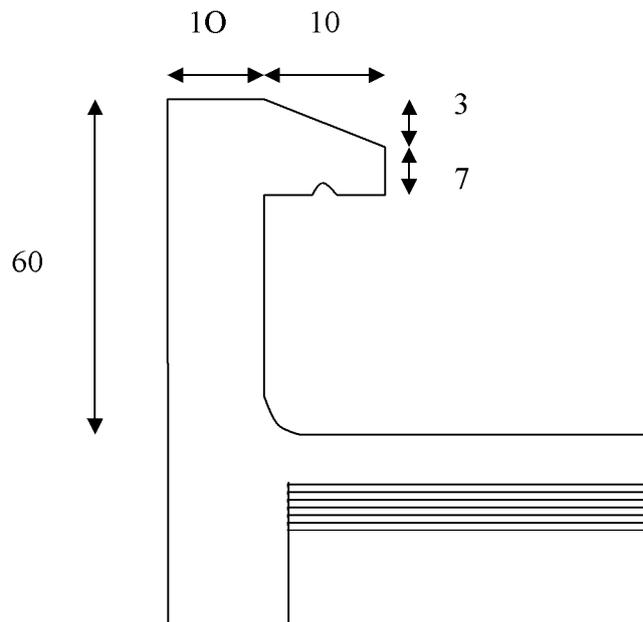
III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

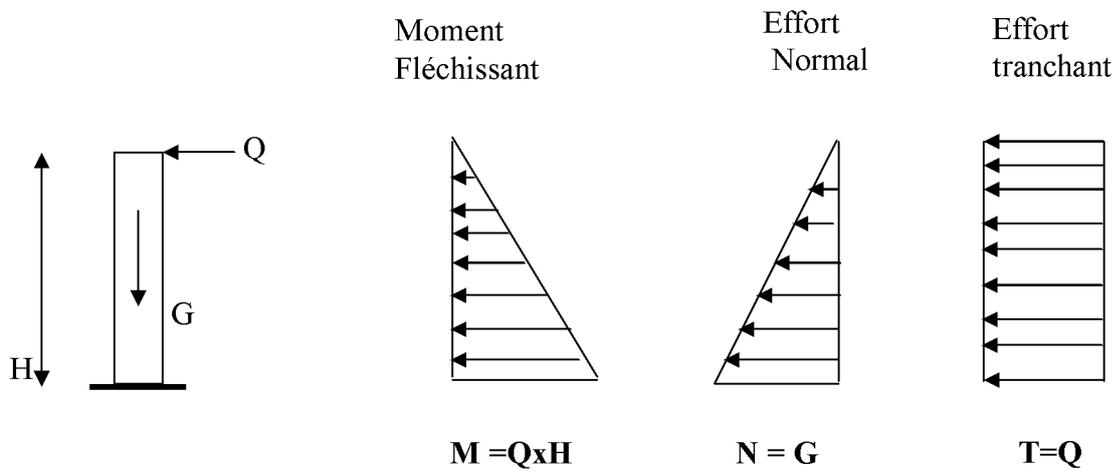
- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1ml dans la section d'encastrement.

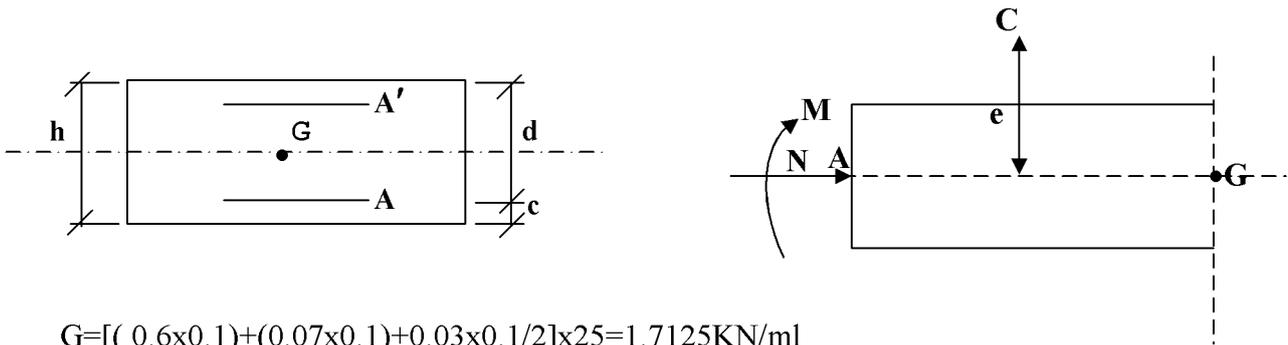
+ Dimension de l'acrotère :

FigIII-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

✚ Schéma statique :



III-1-1) Détermination des sollicitations :



$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + 0.03 \times 0.1/2] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,7125 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû a la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KN m}$

III-1-2) Combinaison des charges :

• **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS:**

$$N_s = 1,7125 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-1-3) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section = 10cm

b : largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifiée à L'ELS.

✚ Position du centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,312} = 38,92 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

1) Calcul en flexion simple:**✚ Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,9 + 2,312 \times \left(0,8 - \frac{0,10}{2}\right) = 0,969 \text{ KNm}$$

✚ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,010$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée (SSA) donc $A' = 0$

$$\mu_u = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

✚ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

2) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA8=2,51cm²

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

3) Vérification à l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e - 0,455d}{e - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{39 - 0,455 \times 8}{39 - 0,185 \times 8} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A = 2,51 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

• Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend 4HA8=2,01cm²

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

b) Vérification au cisaillement :(Art. A.5.1,1/BAEL 91) :

la fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\text{avec : } T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{(Condition est vérifiée).}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres: (Art. A.6.1.1,3/BAEL 91) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition est vérifiée).}$$

d) Espacement des barres :

- **Armatures principales** : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm}$.

$$20\text{cm} < 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **Armature de répartition** : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$.

$$25\text{cm} < 40\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

e) Ancrage des armatures (longueur de scellement) : (Art. A .6 .1, 23 /BAEL 91) :

$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4\tau_{su}}$$

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

et $\psi_s = 1$ pour RL et 1,5 pour HA

$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

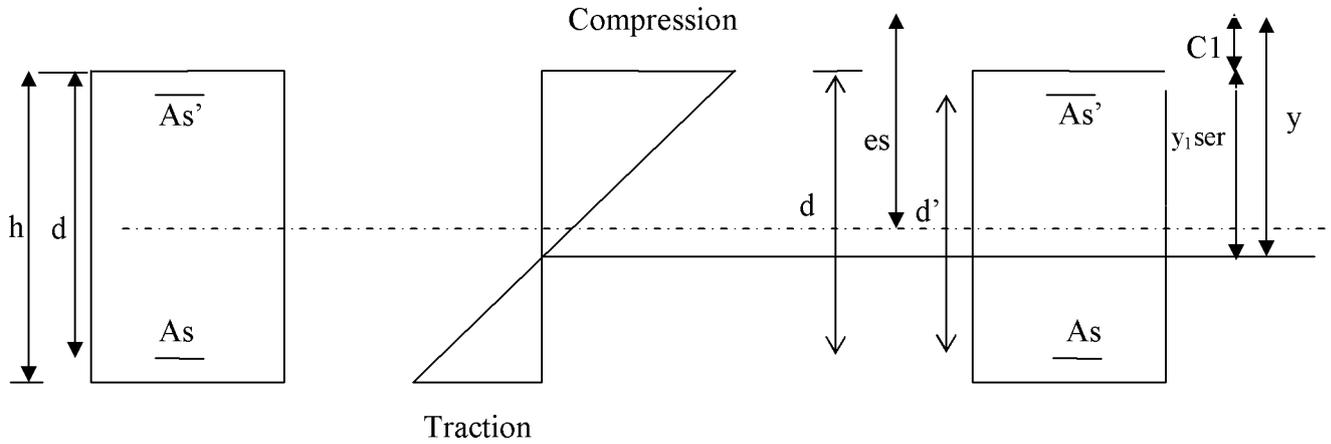
4) Vérification à l'ELS:

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$



FigIII-1-2: Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a C1 : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C1 = h/2 - e_s = 10/2 - 35 = -30\text{cm}$$

$$C1 = -30\text{cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$y^3 + py + q = 0 \dots \dots \dots *$$

$$P = -3c_1^2 - 90As' \frac{c_1 - c'}{b} + 90As \frac{d - c_1}{b}$$

$$P = -3 \times (-30)^2 + 90 \cdot (2,51) \cdot \frac{(8 + 30)}{100}$$

$$P = -2614,158$$

$$q = -2c_1^3 - 90As' \frac{(c_1 - c')^2}{b} - 90As \frac{(d - c_1)^2}{b}$$

$$q = -2(-30)^3 - 90(2,51) \frac{(8 + 30)^2}{100}$$

$$q = 50738,00$$

$$* \rightarrow y^3 - 2614,158y + 50738,00 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

$$Q = \frac{3P}{9} = \frac{P}{3} = -871,386$$

$$R = \frac{-27q}{54} = \frac{-q}{2} = -25369$$

- Calcul de Δ :

$$\Delta = Q^3 + R^2 = -871,386^3 + (-25369)^2 = -1,8 \cdot 10^7$$

$\Delta = -1,8 \cdot 10^7 < 0 \rightarrow$ L'équation admet trois racines

$$Y_1 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w}{3}$$

$$Y_2 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w + 2\pi}{3}$$

$$Y_3 = 2\sqrt{-Q} \cos \frac{w + 4\pi}{3}$$

Avec:

$$\cos w = \frac{R}{\sqrt{-Q^3}} = -0,986$$

$$w = 170,48$$

Donc:

$$Y_1 = 32,30$$

$$Y_2 = -58,94$$

$$Y_3 = 26,64$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{1ser} < d$$

$$y_{1ser} = y + C_1$$

$$y_{1ser}^1 = 32,30 - 30 = 2,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{oui}$$

$$y_{1ser}^2 = -58,94 - 30 = -88,94 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{1ser}^3 = 26,64 - 30 = -3,36 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{1ser} = y_{1ser}^1 = 2,30 \text{ cm}$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{1ser}^3}{3} + n \left[A(d - y_{1ser})^2 + A'(y_{1ser} - d')^2 \right]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \times 2,30^3}{3} + 15 \left[2,51(8 - 2,30)^2 \right]$$

$$I = 1628,82 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{1ser} = \frac{323,0 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} \times 2,30 \times 10 = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

- $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (déjà calculée)

- $\sigma_s = 15 \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{1ser}) = 15 \times \frac{323,0 \times 1,7125 \times 10^3}{1628,82 \times 10^4} (80 - 23) = 29,03 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = 29,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(condition vérifiée).}$

III-1-4) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0,15$

(RPA99, Art 4.2.3 tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

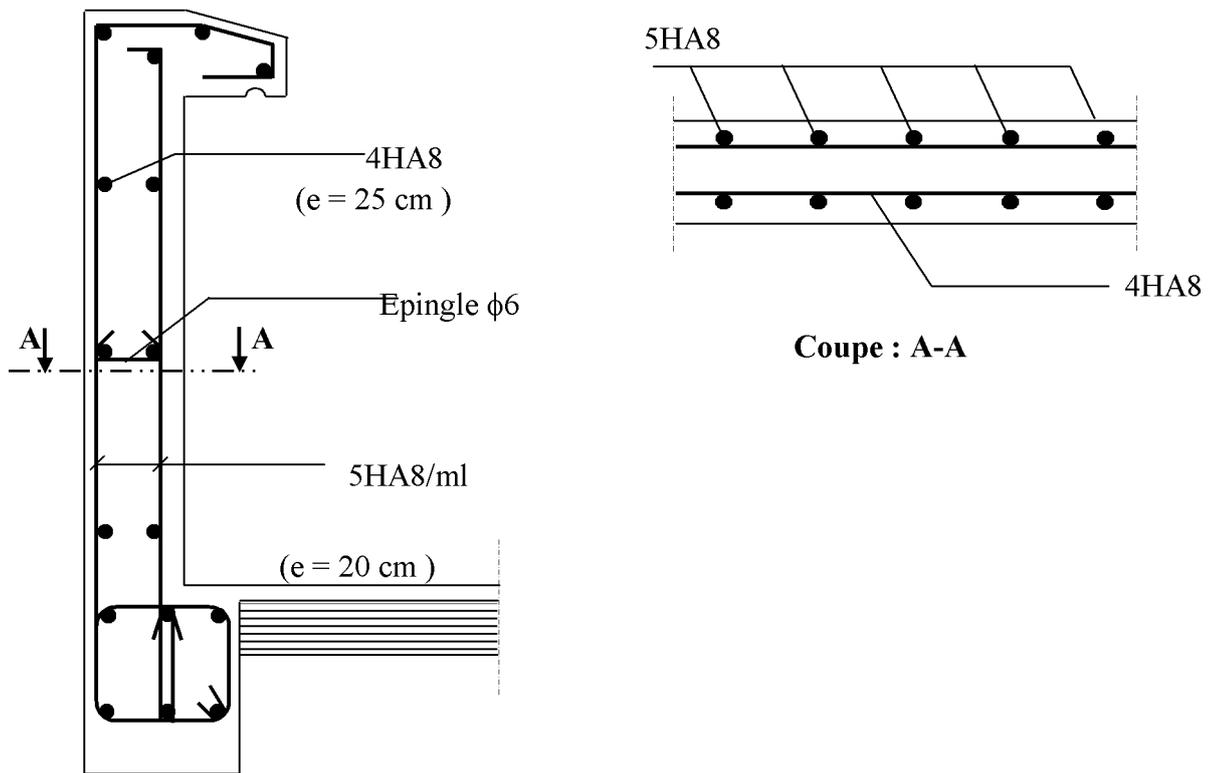
W_p : Poids de l'acrotère = 1,7125 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

✚ **Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.



FigIII-1-3 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Calcul des consoles:

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Son est assimilé à une console encastree à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

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

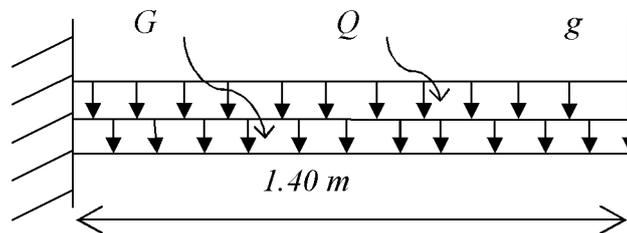


Figure III.2.1 : Schéma statique de la console

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

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

III.2.1. Dimensionnement de la console:

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur de la console}$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } e_p = 15\text{cm}$$

III.2.2. Détermination des charges et surcharges de la console:• **Charges permanentes :**

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine (e _p =0.15m)		25 × 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22 × 0.02	0.44
	Mortier de pose	22 × 0.02	0.44
	Couche de sable	18 × 0.02	0.36
	Enduit de ciment	18 × 0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau III.2.1: Charges permanentes de la console

• **Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :**

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique (e _p =0.1m)	9 × 0.10	0.90
Enduit de ciment (e _p =2cm)	18 × 0.02 × 2	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau III.2.2 : Charge concentrée due au poids propre du garde corps

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}$$

III.2.3. Combinaisons de charges :▪ **A l'ELU :**○ **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

○ **Le garde corps :**

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

▪ **A'ELS :**

○ **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

○ **Le garde corps :**

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.2.4. Calcul des moments fléchissant :

▪ **A'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{12.47 \times 1.4^2}{2} + 2.187 \times 1.4 = 15.27 \text{ KNm}$$

▪ **A'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{8.85 \times 1.4^2}{2} + 1.62 \times 1.4 = 10.94 \text{ KNm}$$

III.2.4. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} =$$

$$\mu_u = \frac{15.27 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.27 \times 10^3}{0.969 \times 12.5 \times 348} = 3.62 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3.93 cm² avec **S_t** = 20 cm

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **3HA8** = 1.50 cm² avec **S_t** = 33 cm

III.2.5. Vérifications à l'ELU :**1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.51 \text{ cm}^2 < A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = 12.47 \times 1.4 + 2.187 = 19.64 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi = 1.5$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \tau_u = \frac{19.64 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{19.64 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = 1.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- Armatures principales :

$$S_{tl} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 33 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

1) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12.5} = 0,314$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{10.94 \times 10^3}{0.912 \times 12.5 \times 3.93_t} = 244.18 \text{ MPa}$$

✚ Conclusion :

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Il faut calculer les armatures à L'ELS

$$\mu_1 = \frac{10.94 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 201.63} = 0.003 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0.003 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.91$$

$$A_s = \frac{10.94 \times 10^3}{0.91 \times 12.5 \times 201.63} = 4.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12** = 5.65 cm^2 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12.5} = 0.452 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.94 \times 10^3}{0.898 \times 12.5 \times 5.65} = 172.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

2) Dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\beta_1 = 0.898 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 34.02$$

$$\text{D'où } k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029 \quad \Rightarrow \quad k = 0.029$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.029 \times 151.05 = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ MPa}$$

✚ Conclusion :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.27 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

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

\Rightarrow On adopte : $L_r = 16 \text{ cm}$.

3) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad 15/140 = 0.11 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 15/140 = 0,11 > 10.94/10 \times 15.27 = 0,071 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{12,5 \times 100} = 0,0045 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Conclusion :

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

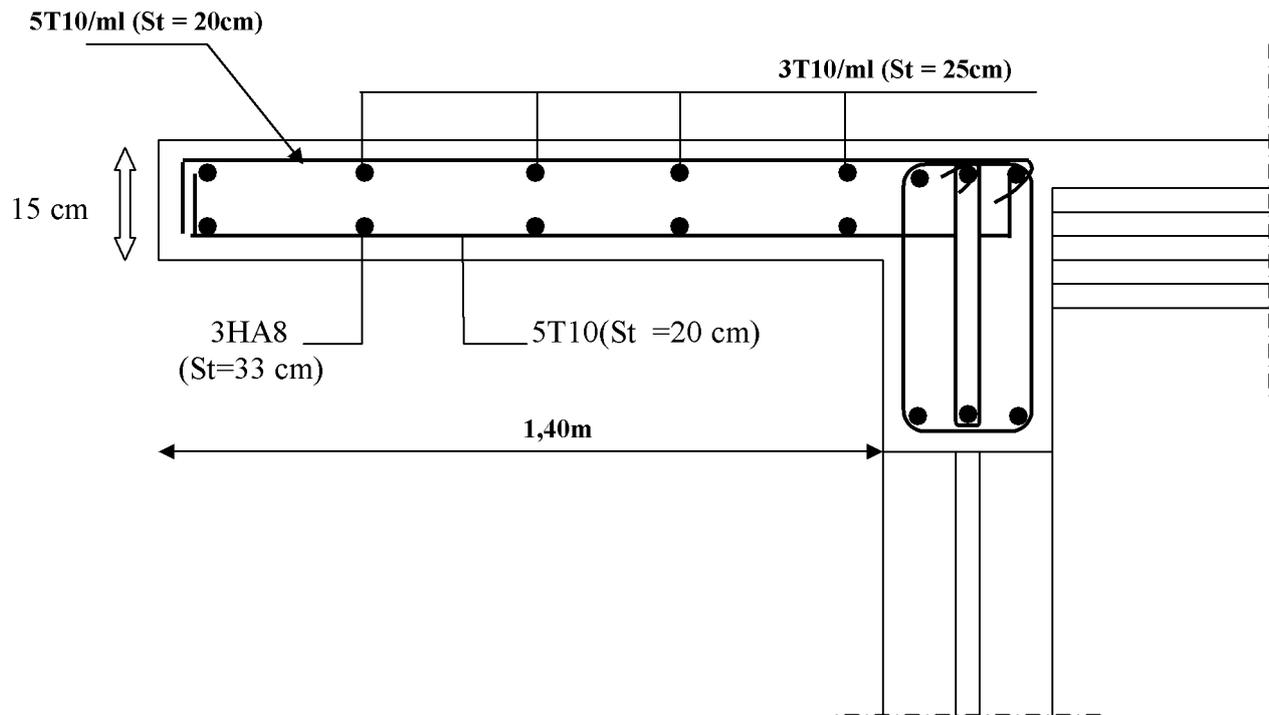
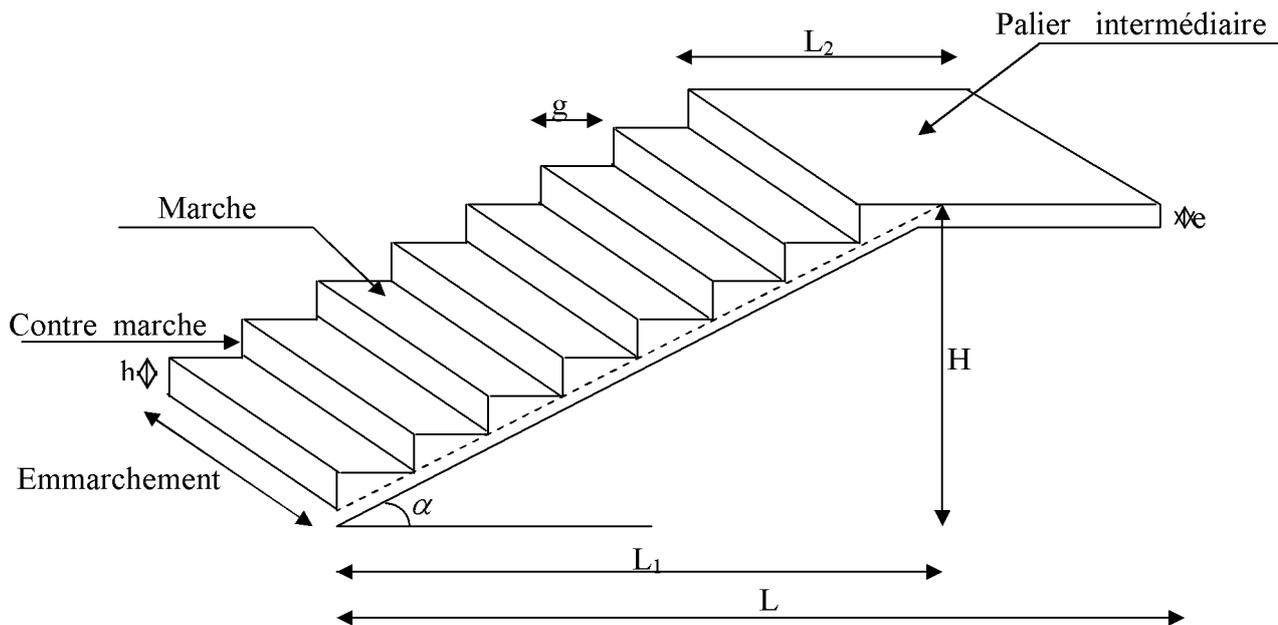


Fig. III.2.2. Ferrailage de la console

CHAPITRE iiiIII-3) Calcul des l'escalier :**Introduction :**

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier



FigIII-3-1 : terminologie de l'escalier

Notations utilisées :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

ep : épaisseur de la paillasse.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée projetée.

III-3-1) Calcul de l'escalier de l'étage courant :**1) Pré dimensionnement :**

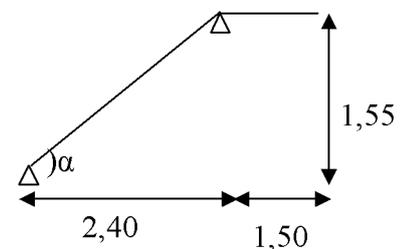
Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire.

Pour que l'escalier soit confortable, il faut que :

a) calcul de g et h :

$$16,5 \leq h \leq 17,5$$

On prend $h=17\text{cm}$



$$n = \frac{155}{17} = 9 \text{ contres marche}$$

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{155}{9} = 17 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

\Rightarrow La relation est vérifiée

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

L'épaisseur de la paillasse et du palier. (e_p) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L_1$

Avec L_0 : portée de la paillasse

$$L = (n-1) g = (9-1) 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L_1 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2,40^2 + 1,55^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,85 \text{ m}$$

$$\frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9,5 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,25 \text{ cm}$$

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,55}{2,40} = 0,64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,85$$

$$\cos \alpha = 0,84$$

On prend l'épaisseur pour le palier

$$e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$$

1) Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

✚ La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $25 \times 1 \times 0,15 / 2 = 1.87 \text{ KN / m}$.
- Poids de la paillasse ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)..... $1 / \cos 32.85 \times 0.15 \times 25 = 4.46 \text{ KN / m}$.
- Lit de sable ($\rho = 18\text{KN/m}^3 ; e=0,02$)..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ($\rho = 22\text{KN/m}^3 ; e=0,02$) $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
- Carreaux Grés Ceram (1cm; $\rho = 20\text{KN/m}^3$) $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
- Poids du garde corps..... = $0,20 \text{ KN/m}$
- Enduit de plâtre(2cm; $\rho = 10\text{KN/m}^3$) $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$

$$\underline{\underline{G=7.73\text{KN/m}}}$$

✚ Le palier :

- Poids propre du palier..... $0,15 \times 1 \times 25 = 3.75\text{KN/m}$
- Poids total du revêtement..... $0.36+0.44+0.2+0.2=1.2\text{KN/m}$

$$\underline{\underline{G=4.95 \text{ KN/m}}}$$

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, et elle est la même pour la volée et le palier ; $\underline{\underline{Q = 2,5 \text{ kN / m}}}$

2) Calcul des efforts internes :

✚ Combinaison de charges à

L'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

- Volée : $1.35 \times 7.72 + 1.5 \times 2.5 = 14.18\text{KN/m}$
- Palier :: $1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43\text{KN/m}$

Charge concentrée: $q_{u \text{ mur}} = 1.35 (3.10 - 0.15) \times 3.04 = 12.11\text{kn/ml}$

L'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

- Volée : $7.72 + 2.5 = 10.23\text{KN/m}$
- Palier :: $4.95 + 2.5 = 7.45\text{KN/m}$

Charge concentrée: $q_{s.mur}=3.04 \times (3.10-0.15)=8.97 \text{kn/m}$

Calcul des moments et efforts tranchants a l'E LU :

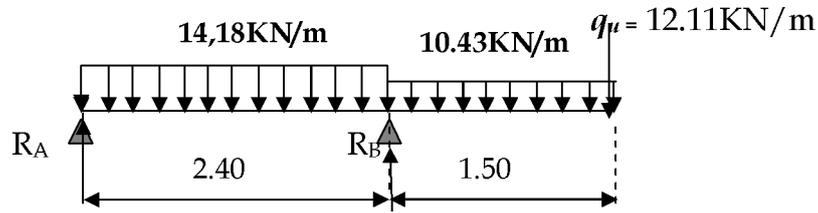


fig III-3-2 schéma statique d'escalier

Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 61.78 \text{ KN.}$

$\sum M /_A = 0 \rightarrow -12.11 \times 3.9 - 10.43 \times 4.72 - 14.18 \times 2.88 + R_B \times 2.40 = 0$

- Donc:** $R_A = 4.55 \text{ KN}$
 $R_B = 57.23 \text{ KN.}$

Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.42 \text{ m}$

$\sum M /_\delta = 0 \rightarrow M_z = -7.09x^2 + 4.55x$

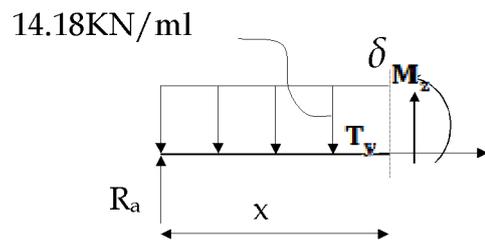
- Pour $x=0 \rightarrow M_z=0$
- Pour $x=2.4 \rightarrow M_z = -29.92 \text{ KN. m}$

$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = -14.18x + 4.55$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = +4.55 \text{ KN}$
- Pour $x=2.4 \rightarrow T_y = -29.48 \text{ KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = 4.55 / 14.18 = 0.32 \text{ m}$

En injectant $x=0.32$ dans M_z , on obtient $M_z^{\text{max}} = 0.72 \text{ KN.m}$



2^{eme} tronçon : $2.4 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$

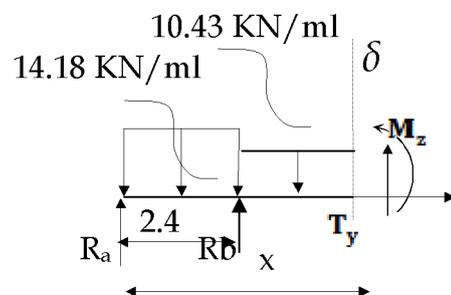
$\sum M /_\delta = 0$

$M_z = -5.21x^2 + 52.78x - 126.55$

- Pour $x=2.4 \rightarrow M_z = -29.92 \text{ KNm}$
- Pour $x=3.9 \rightarrow M_z = 0.05 \text{ KNm}$

$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = -10.42x + 52.78$

- Pour $x=2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 27.77 \text{ kN}$
- Pour $x=3.9 \text{ m} \rightarrow T_y = 12.14 \text{ KN}$



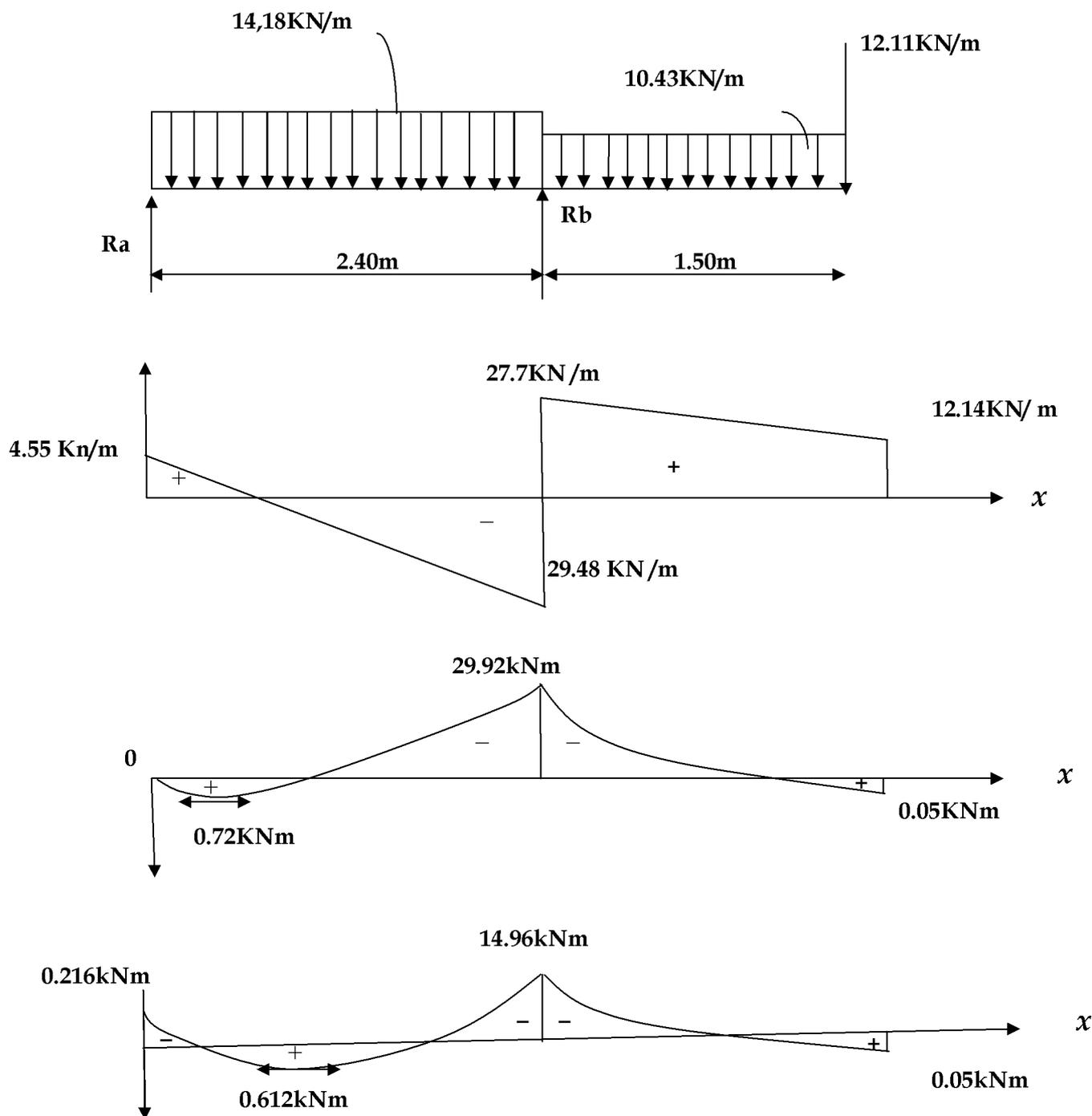
Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis : $M_a = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 0,72 = -0,216 \text{ KN.m}$

$M_B = -0,5. M_z^{\max} = -0,5 \times 29,92 = -14,96 \text{ KNm}$

En travée : $M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 0,72 = 0,612 \text{ KN.m}$



FigIII-3-3 : Diagramme des moments et effort tranchant à l' ELU

3) Calcul des armatures :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

a) Aux appuis :

$M_a = -0,216 \text{ KNm}$; $d = 16 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 100$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Armature principale :**

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

$$\mu_u = \frac{0,216 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,001$$

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

$$\mu_u = 0,001 \Rightarrow \beta = 0,9995$$

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

$$A_a = \frac{0,216 \times 10^3}{0,9995 \times 16 \times 348} = 0,039 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$M_b = 14,96 \text{ KN.m}$

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

$$\mu_u = \frac{14,96 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,001$$

- **Armature de répartition :**

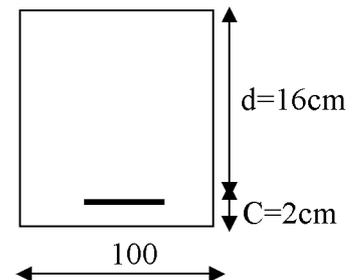
$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 20 \text{ cm}$

b) En travées :

$M_t = 0,612 \text{ KN m}$

- **Armature principale :**



$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,612 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} = 0,002$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$$

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

$$A_t = \frac{0,612 \times 10^3}{0,999 \times 16 \times 348} = 0,110 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

III-3-3) Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité:** (Art.A.4.2,1 / BAEL91) :

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

En travées : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 \geq 1,932 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

b) **Espacement des barres**

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Appuis : $20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

Armature de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

Appuis : $20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

Travée : $20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ (Condition vérifiée)

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa. (Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les HA)}$$

Appui A :

$$T_u^{\max} = 29,48 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,48 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 100,48} = 2,037 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,037 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

d) Vérification de l'effort tranchant: (Art.A.5.1,2 / BAEL91) :

On doit avoir : $\tau \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29,48 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,184 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = 0,184 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Ancrage des barres: (Art.A.6.1.2,1 / BAEL91) :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,61 \times 5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

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

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.A.5.1.3,21 / BAEL91) :

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s}$$

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 16 \times 10}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_{u(\max)} = 29,48\text{KN} < \bar{T}_u = 960\text{KN} \implies \text{(Condition Vérifiée)}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (Art.A.5.1, 313 / BAEL91) :

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right] \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400} \left[29,48 \times 10^3 + \frac{(-0,216) \times 10^6}{0,9 \times 160} \right] = 80,44\text{mm}^2$$

$$A_a = 3,14 \geq -0,6929\text{cm}^2 \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

III-3-4) Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

Les réactions aux appuis :

$$R_A = 3,18\text{KN}$$

$$R_B = 41,52\text{KN}$$

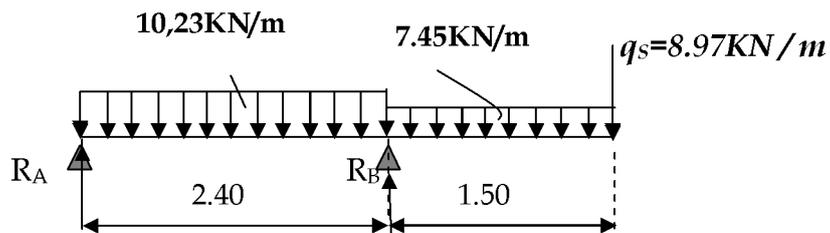


fig III-3-3schéma statique d'escalier

1) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.42\text{m}$

$$\sum M / \delta = 0 \rightarrow M_z = -5.11x^2 + 3.18x$$

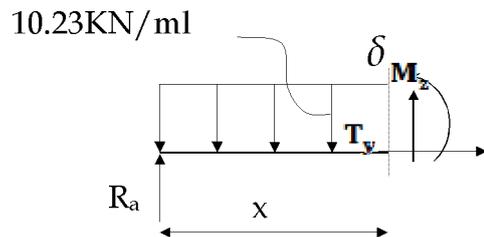
- Pour $x=0 \rightarrow M_z=0$
- Pour $x=2.4 \rightarrow M_z=-21.80\text{KN.m}$

$$T_y = - \frac{d(M_z)}{dx} = -10.23x + 3.18$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = +3.18\text{KN}$
- Pour $x=2.4 \rightarrow T_y = -21.37\text{KN}$

M_z Atteint la valeur max à $x = 3.18 / 10.23 = 0.31\text{m}$

En injectant $x=0.31$ dans M_z , on obtient $M_z^{\max} = 0.49\text{KN.m}$



2^{eme} tronçon : $2.4 \leq x \leq 3.9\text{m}$

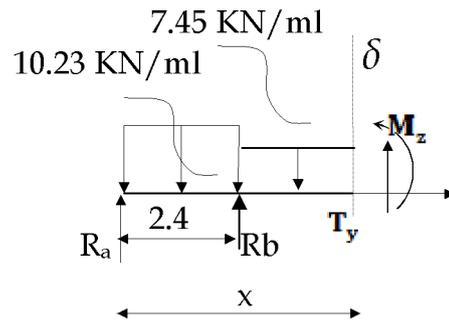
$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -3.72x^2 + 38.03x - 150.58$$

- Pour $x=2.4 \rightarrow M_z = -80.73\text{KNm}$
- Pour $x=3.9 \rightarrow M_z = -58.84\text{KNm}$

$$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx} = -7.44x + 38.03$$

- Pour $x=2.4\text{m} \rightarrow T_y = -4.82\text{kN}$
- Pour $x=3.9\text{m} \rightarrow T_y = -75.13\text{KNm}$



2) diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :

A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,30 respectivement.

Soit :

$$M_a = -0,3M_{S\max}$$

$$M_b = -0,5M_{S\max}$$

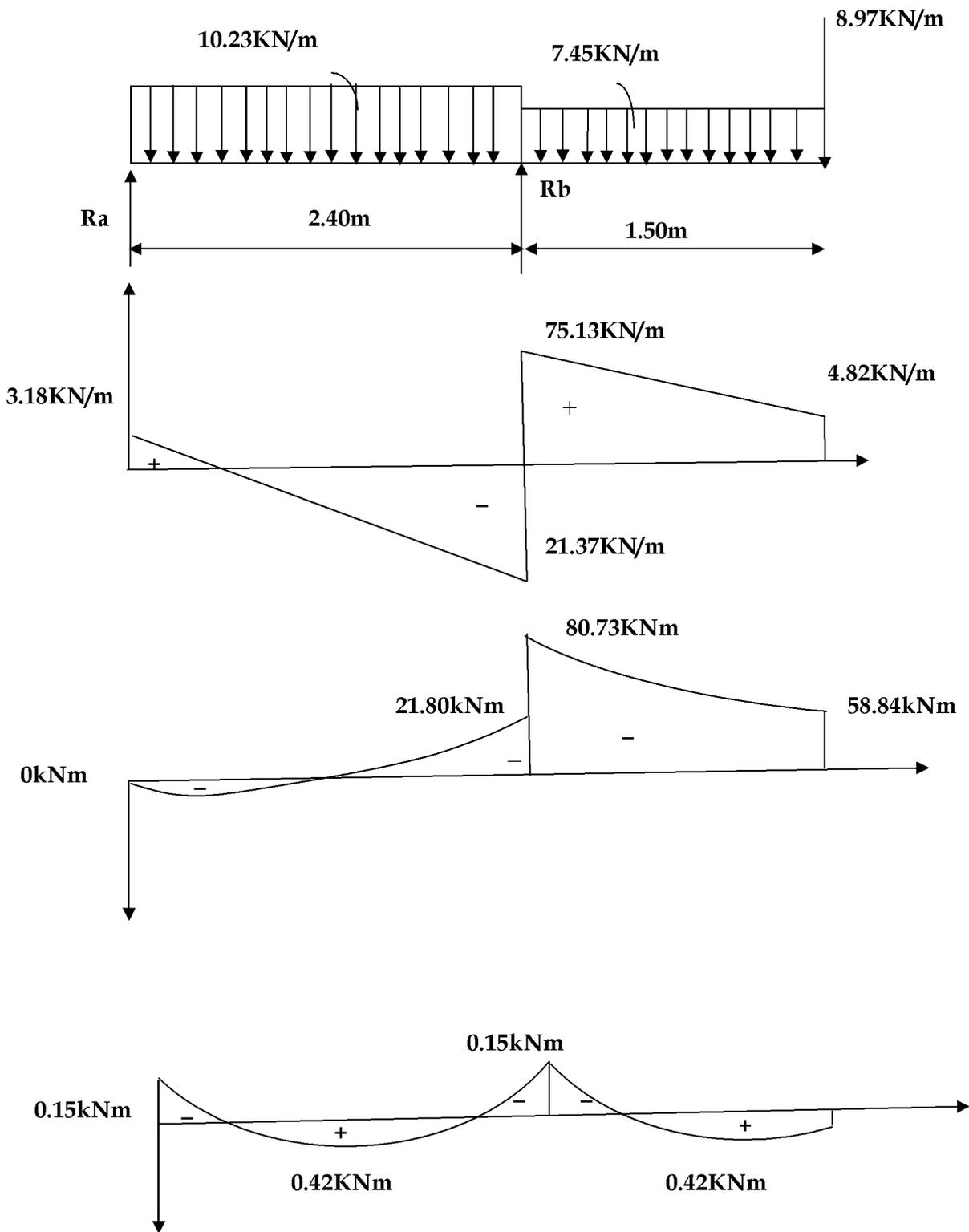
$$M_t = 0,85M_{S\max}$$

Donc:

$$M_a = (-0,3) \times 0,49 = -0,15\text{KNm}$$

$$M_b = (-0,5) \times 0,49 = -0,24\text{KNm}$$

$$M_t = (0,85) \times 0,49 = 0,42\text{KNm}$$



FigIII-3-4: Diagramme des moments et effort tranchant à l' ELS

III-3-5) Vérification à L'ELS :**a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

○ **En travée :**

$$M_t = 0,42 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,921 \quad \Rightarrow K_1 = 48,29$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48,29} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{0,42 \times 10^6}{393 \times 0,921 \times 160} = 7,25MPa$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,15MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

○ **Appuis :**

$$M_a = -0,15 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 16} = 0,126$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,941 \quad \Rightarrow K_1 = 70,48$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{70,48} = 0,014$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A_a \beta_1 d} = \frac{0,15 \times 10^6}{201 \times 0,941 \times 160} = 4,96MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0,069MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

b) Etat limite de déformation : (Art.A.6.5,1 / BAEL91) :

-

On peut se dispenser du calcul de la fleche sous reserve de verifier les trois condition suivant :

Les conditions ne sont pas vérifier.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{As}{b.d} \geq \frac{4.2}{fe} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{390} = 0.043 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition non Vérifiée)}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la fleche

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$q_{\max} = \max(10,23 ; 7,45) = 10,23 \text{ KN/ml}$$

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

B_0 : section homogène

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{16200 + (15 \times 3,93 \times 16)}{(100 \times 18) + (15 \times 3,93)} = 9,22 \text{ cm}$$

$$V_1 = 9,22 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - v_1 = 18 - 9,22 = 8,77 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (9,22^3 + 8,77^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3,93 (8,77 - 2)^2 = 51311,96 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_0 = 51311,96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384.E_v I_{fv}} = \frac{5 \times 10,23 \times 3,90^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 51311,96 \times 10^{-8}} = 0,0055 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

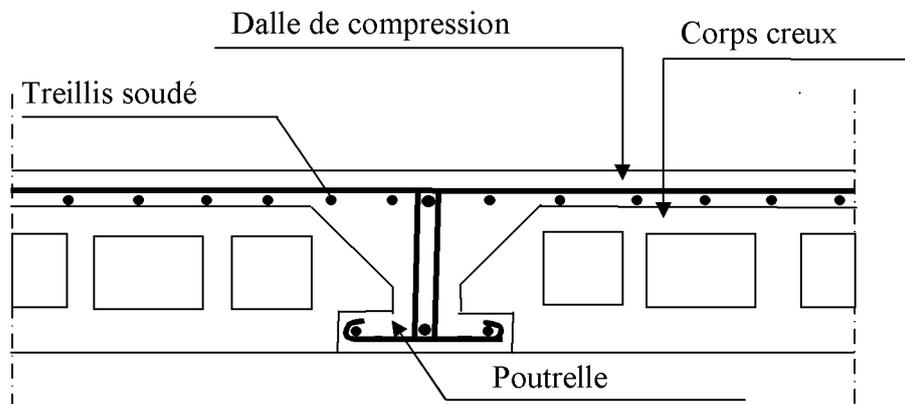
$$f = 0,0055 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition Vérifiée)}$$

c) Etat limites d'ouverture des fissures :

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

III-4) calcul des planchers :

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.



FigIII-4-1: coupe de plancher

III-4-1) calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

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

- **Calcul des armatures :**

a) **La section d'armatures \perp aux poutrelles est :**

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm).

b) **La section d'armatures $//$ aux poutrelles est :**

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

- **Application numérique :**

- **Armatures \perp :**

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

Selon le tableau des armatures, On adoptera $5\varnothing 4$ avec espacement $e = 20$ cm.

- **Armatures // :**

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,628 / 2 = 0,314 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $4\varnothing 4$ avec un espacement $e = 25\text{cm}$.

✚ **Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (5x4x200x200).

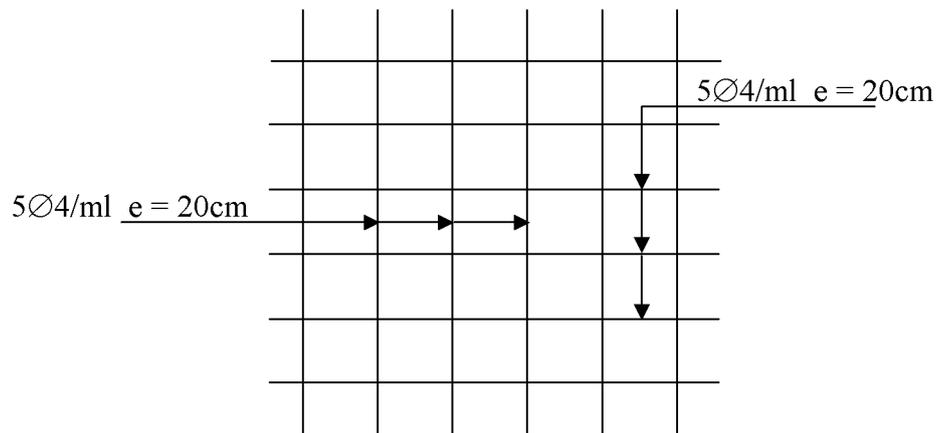


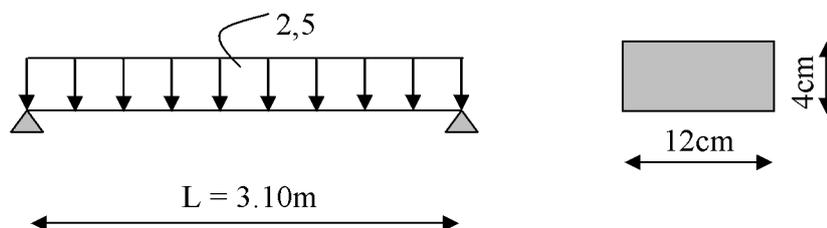
Fig III-4-2 : Schéma du treillis soudé.

III-4-2) Etude de la poutrelle :

Les poutrelles dans notre bâtiment sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes, pour une bande de 1.00m ; Avant et après le coulage du béton.

1) étude des poutrelles Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.



FigIII-4-3 : schéma statique de la poutrelle.

a) Chargement :

- Poids propre $G=0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids de cours creux $G=0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- D'où : $G=0,12+0,62=0,74 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre $Q= 1 \text{ KN/ml}$

b) Ferrailage à l'ELU :

o La combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

o Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,10^2}{8} = 3 \text{ KN.m}$$

o L'effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,50 \times 3,10}{2} = 3,87 \text{ KN}$$

o Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 4,40$$

$\mu_u > \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée (SDA).

Conclusion :

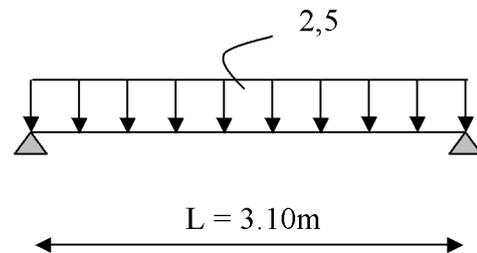
Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires qu'elles lui sont appliquées pour soulager la poutrelle à supporter les charges.

2) étude des poutrelles après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher pour déterminer les moments en travées, aux appuis et les efforts tranchants, le B.A.E.L 91 propose deux méthodes de calcul usuelles qui sont :

-La méthode forfaitaire.

-La méthode des trois moments.



FigIII-4-4 : schéma statique de la poutrelle.

a) Charges et surcharges :

Poids propre du plancher : $G=5,40 \times 0,65 = 3,51 \text{ KN/ml}$

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

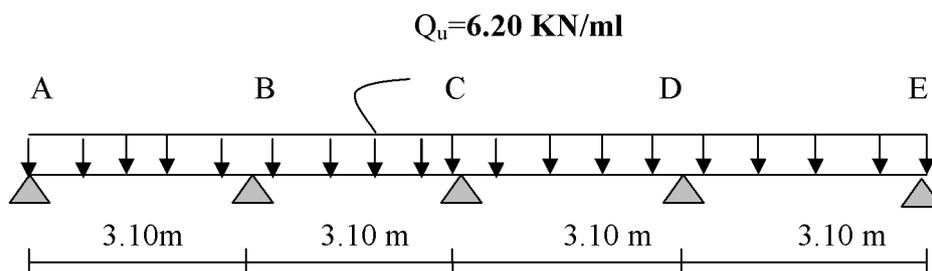
b) Combinaison de charges :

- l'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$= (1,35 \times 3,51) + (1,5 \times 0,975) = 6,20 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 6,20 \text{ KN/ml}$$



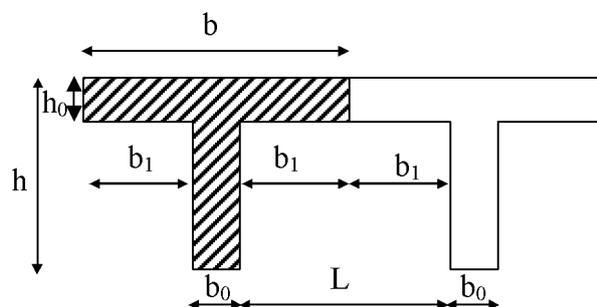
FigIII-4.5: schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

c) Détermination des dimensions de la section en T :

- Hauteur de la section $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- Épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$
- Hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$
- Enrobage $C = 2 \text{ cm}$

b : la largeur de la table de compression.

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus



$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2}$$

FigIII-4-6 : Dimension de la section en T

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$b_1 = \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

d) Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants:

1) Choix de la méthode de calcul :

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

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

$$\text{➤ } Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/ m}^2)$$

$$2G = 2 \times 3,51 = 7,02 \text{ KN/ ml}$$

$$\Rightarrow 2,5 \text{ KN/ml} \leq \max (7,02 \text{ KN/ml}, 5 \text{ KN/ml}) \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ La fissuration est non préjudiciable (bâtiment à usage d'habitation)

\longrightarrow (Condition vérifiée).

➤ La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.

\longrightarrow (Condition vérifiée).

➤ Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées.

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

$$3,10 / 3,10 = 1 \text{ m}$$

$$3,10 / 3,10 = 1 \text{ m}$$

$$0,8 \leq (1 ; 1) \leq 1,25 \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

✚ **Conclusion :**

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

2) Application de la méthode forfaitaire :

▪ **Exposition de la méthode :**

le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{ql^2}{8}$)
- M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée. M_t : moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$2) \quad M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$3) \quad M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

4) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être au moins égale à :

a) $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.

b) $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

c) $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

▪ **Calcul des coefficients :**

○ **Application numérique :**

$$\alpha = \frac{0,975}{3,51+0,975} = 0,22 < \frac{2}{3}$$

$$1+0,3\alpha = 1,066$$

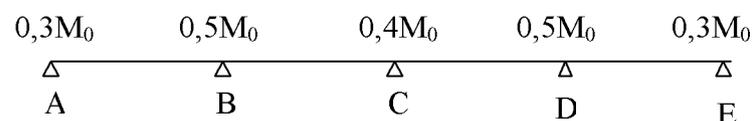
$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

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

- travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

- travée de rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$



▪ **Calcul des moments isostatique :**

○ **Calcul à l'E.L.U :**

Travées :

$$M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,20 \times 3,10^2}{8} = 7,44 \text{KN.m}$$

▪ **Calcul des moments aux appuis :**

○ **Calcul à l'E.L.U :**

$$M_A = M_E = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 7,44 = 2,23 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 7,44 = 3,72 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 7,44 = 2,98 \text{KN.m}$$

▪ **Moments fléchissant en travée :**

▪ **Etude des travées AB, DE (travée de rive) :**

$$M_t^{AB} \geq \max [1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{AB} \geq - \frac{2,23 + 3,72}{2} + (1,066) 7,44 = 4,95 \text{KNm}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 = 0,633 \times 7,44 = 4,71 \text{KNm}$$

On prend: $M_t^{AB} = 4,95 \text{KN.m}$

$$M_t^{AB} = M_t^{DE}$$

▪ **Etude de la travée BC (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \max [1,05 M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

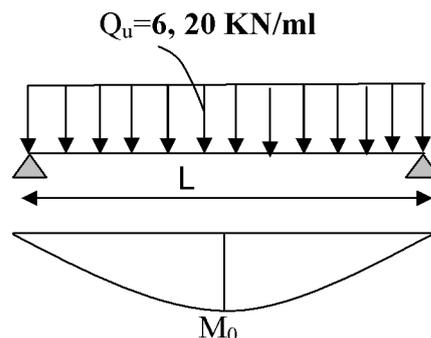
$$1 + 0,3 \alpha = 1,066 > 1,05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_t^{BC} \geq - \frac{3,72 + 2,98}{2} + (1,066) 7,44 = 4,58 \text{KNm}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 = 0,533 \times 7,44 = 3,96 \text{KNm}$$

On prend:

$$M_t^{BC} = M_t^{CD} = 4,58 \text{KN.m}$$



FigIII-4-7 : Schéma moments isostatique

▪ calcul des efforts tranchants :

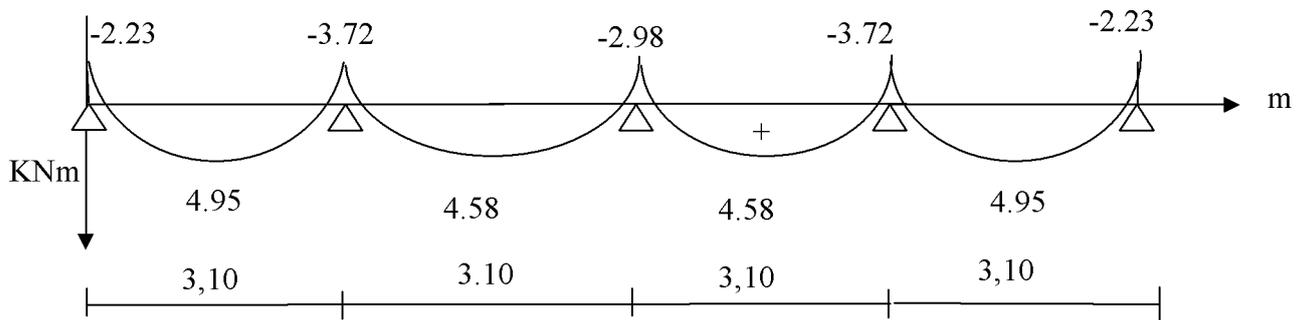
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

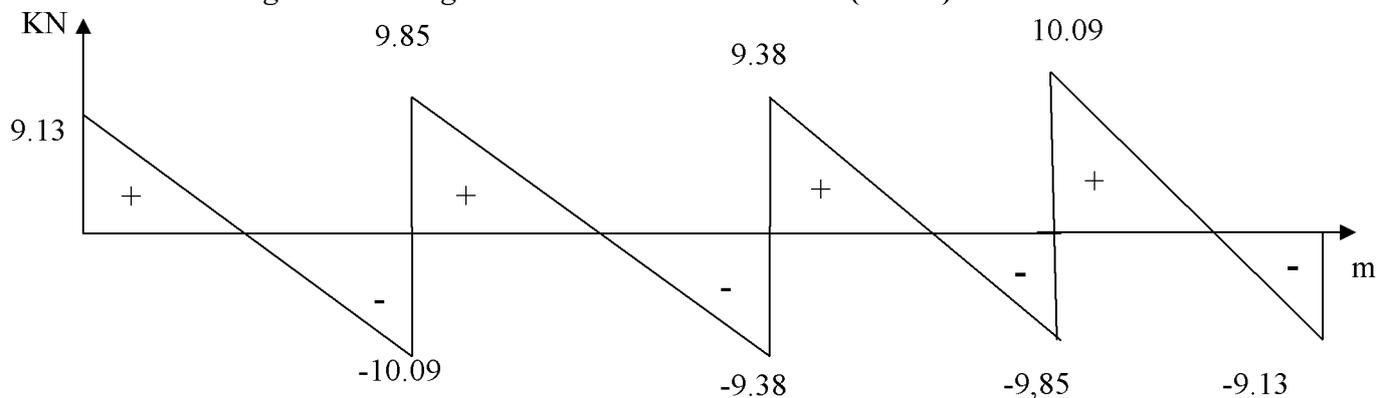
Avec T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
M_w (KN.m)	2.23	3.72	2.98	3.72
M_e (KN.m)	3.72	2.98	3.72	2.23
T_w (KN)	9,13	9.85	9.38	10.09
T_e (KN)	-10.09	-9.38	-9,85	-9,13
M_t (KN.m)	4.95	4.58	4.58	4.95

○ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :



FigIII-4-8 : diagramme moments fléchissant (KN.m)



FigIII-4-9 : diagramme des efforts tranchants (KN).

e) Calcul des armatures :**1) Calcul des armatures à L'ELU :**

Les moments maximaux aux appuis et en travée :

$$M_t^{\max} = 4.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3.72 \text{ KN.m}$$

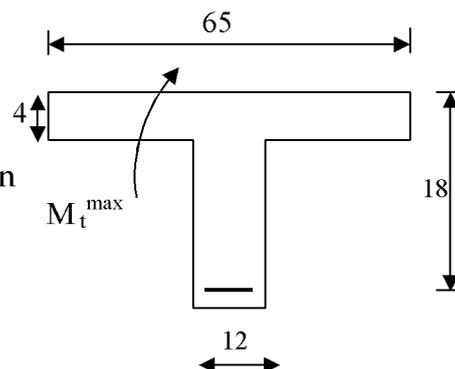
❖ armatures longitudinales :

- **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T.

- **Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t^{\max} > M_{tb}$ \Rightarrow l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tb}$ \Rightarrow l'axe neutre est dans la table de compression



Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tb} = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_{tb} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 4.95 \text{ KN.m} < M_{tb} = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc: l'axe neutre tombe dans la table de compression \rightarrow le calcul se fera comme une Section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.95 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

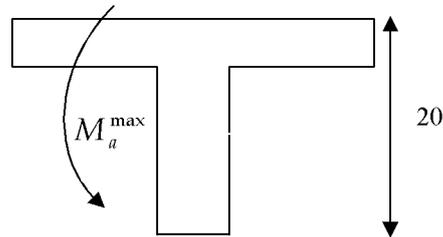
$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.95 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis:**

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

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$$M_a^{\max} = 3,72 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3.72 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,067$$

$$\mu = 0,068 < \mu_r = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0,068 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.72 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales : (Art.A.7.2,2 / BAEL91) :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91

$$\Phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_1^{\max} \right)$$

Avec h : hauteur totale de la poutre

b_0 : largeur de l'âme

Φ_1^{\max} = Diameter maximal des armatures longitudinales

$$\Phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,00 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On choisit un étier **Φ6** avec : $A_t = 2(\pi \Phi^2/4) = 0.56 \text{ cm}^2$

Avec : $A_t = 2\text{T6}$

❖ **Espacement des armatures :(Art. A .5 .1, 22 /BAEL 91):**

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

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \frac{b_0}{f_e} S_t = 0,4 \frac{12}{400} 15 = 0,18 \text{ cm}^2 .$$

✚ Conclusion :

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers en $\Phi 6$, avec un espacement $S_t=15\text{cm}$ sur la totalité de la poutrelle.

❖ Ancrage des armatures (longueur de scellement):(Art. A .6 .1, 23 /BAEL 91):

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{avec } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

et $\psi_s = 1$ pour RL et 1,5 pour HA

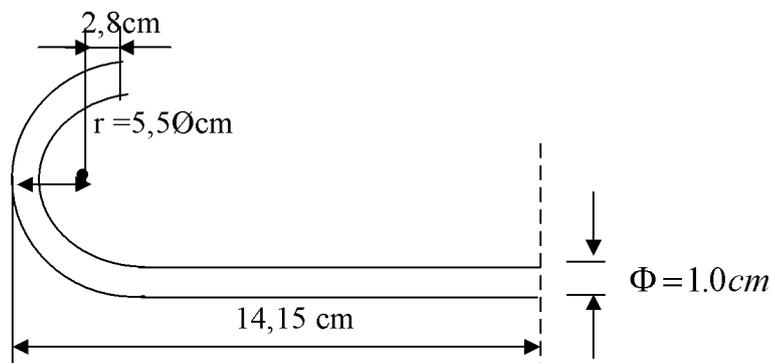
$$l_s = \frac{f_e \Phi}{4 \tau_{su}} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} .$$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm} .$$

$$L_c = 14,15 \text{ cm}$$



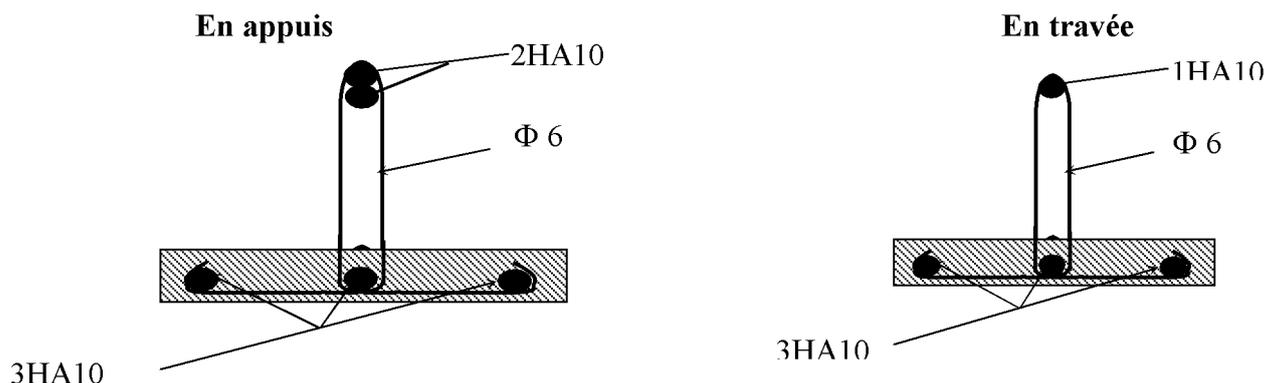
2) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91,A.4.2 ,1):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow (condition vérifiée).

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ \longrightarrow (condition vérifiée).



FigIII-4-10 : schéma de ferrailage de la poutelle

b) vérification de l'effort tranchant (cisaillement) : (Art .A.5.1,211 /BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u^{\max} : effort tranchant maximal

$$T_u^{\max} = 10,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{10,09 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,47 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible:

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

$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ \longrightarrow (Condition vérifiée).

c) Influence de l'effort tranchant Sur le béton (BAEL 91/Art5.1, 313) :

$$T_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$T_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

❖ **Sur appuis de rives:**

$$T_u^{\max} = 9,13 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Sur appuis intermédiaire:**

$$T_u^{\max} = 9,84 + 10,09 = 19,93 \text{ KN} < 129,60 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

d) Influence de l'effort tranchant Sur les armatures :

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

❖ **Sur Appuis de rive :**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (9,13 - \frac{2,23}{0,9 \times 0,18}) = -0,13 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A = 1,57 \geq -0,25 \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

❖ **Sur Appuis intermédiaires :**

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} (19,93 - \frac{3,72}{0,9 \times 0,18}) = -0,087 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \geq -0,087 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

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

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{10,09 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à armature.

$$\Psi_s = 1,5 (\text{Acier feE 400})$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum u_i = n\emptyset\pi = 62,80 \text{ mm}^2$: somme des périmètres utiles des armatures.

n: nombre des barre.

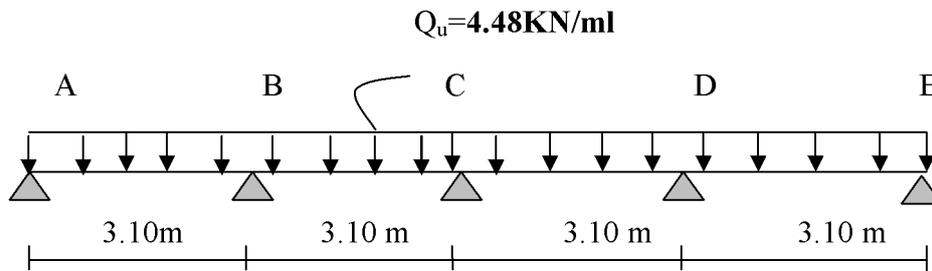
\emptyset : diamètre d'une barre.

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

3) Calcul à l'E.L.S :**a) La combinaison de charge :**

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 3,51 + 0,975 = 4,481 \text{ kN/ml}$$

**FigIII-4-11 : Schéma statique de la pout**

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (**Art A-6-5-1/ BAEL91**) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU, les coefficients (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS, les valeurs efforts internes sont résumées dans les tableaux suivants :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,48}{6,20} = 0,72$$

- **Moment aux appuis :**

Noeuds	M_{app} (kN.m)
A	-1.62
B	-2.69
C	-2.16
D	-2.69
E	-1.62

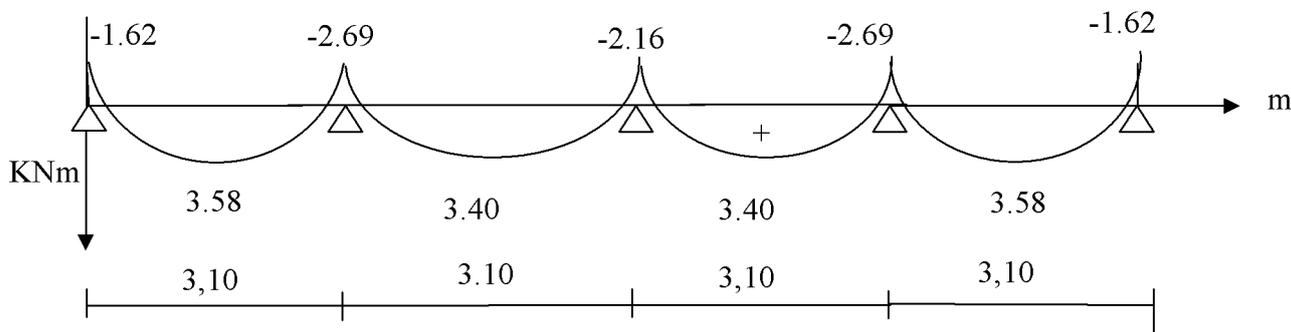
○ **Moment en travée :**

Noeuds	L(m)	M_t (kN.m)
A-B	3.10	3.58
B-C	3.10	3.40
C-D	3.10	3.40
D-E	3.10	3.58

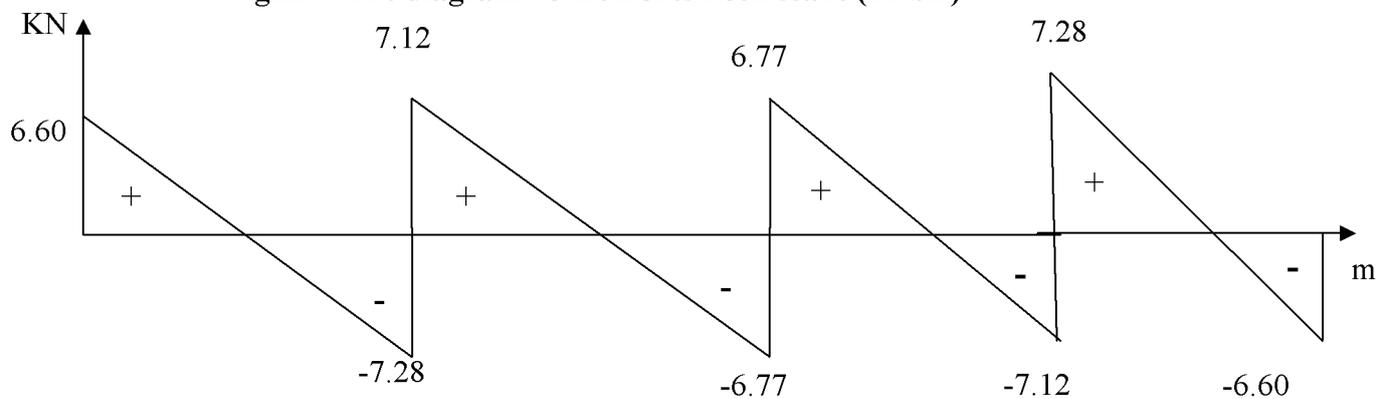
○ **Calcul des efforts tranchant :**

Longueur	T_i (kN)	T_{i+1} (kN.m)
A-B	6.60	-7.28
B-C	7.12	-6.77
C-D	6.77	-7.12
D-E	7.28	-6.60

○ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**



FigIII-4-12 : diagramme moments fléchissant (KN.m)



FigIII-4-13 : diagramme des efforts tranchants (KN).²

4) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

a) Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91) modifié99) :

La contrainte de compression est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

○ **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \quad K_1 = 19,80 \text{ et } \beta_1 = 0,856$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,58 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 98,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{98,87}{19,80} = 4,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{2,69 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 108,66 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } M_a^{\max} = 2,69 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108,66}{25,804} = 4,211 \text{ MPa}$$

on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 8,71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont satisfaisantes.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible ; donc la vérification non exigée.

c) Etat limite de déformation : (vérification de la flèche) :

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

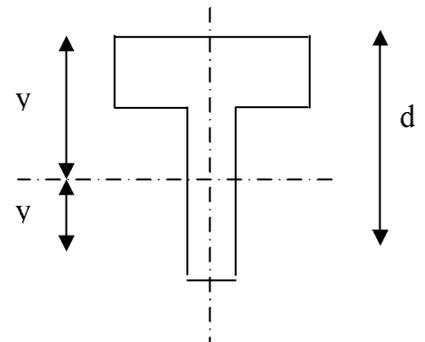
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur totale (20 cm)
- L : portée entre nus d'appuis ;
- M_t : moment max en travée ;
- M_0 : moment max de la travée isostatique ;
- A : section des armatures ;
- b_0 : largeur de la nervure ;
- d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{A}{b_0 d} = 2,35 / 12 \times 18 = 0,011 \leq \frac{4,2}{f_e} = 4,2 / 400 = 0,010 \Rightarrow$$

La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche.



$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3100}{500} = 6.2mm$$

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

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée

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

$$E_i = 3.E_v = 3 \times 10818,86 = 32456,59MPa$$

λ_i : pour les déformations instantanées.

λ_v : pour les déformations de longues durée.

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

y_1 : position de l'axe neutre $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

$$B_0 = b_0(h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

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

$$S_{xx} = 12 \times 20 x \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 x \frac{4}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7,09 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,35 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right] = 45589,33 \text{ cm}^4$$

Avec :

A_s : section d'armatures tendues ;

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section

B_0 : section du béton

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

(Pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{3,58 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 98,87$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,0109} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,50$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,43$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 3,74 \times 0,43} = 19227,15 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 45589,33}{1 + 1,50 \times 0,43} = 30485,26 \text{ cm}^4$$

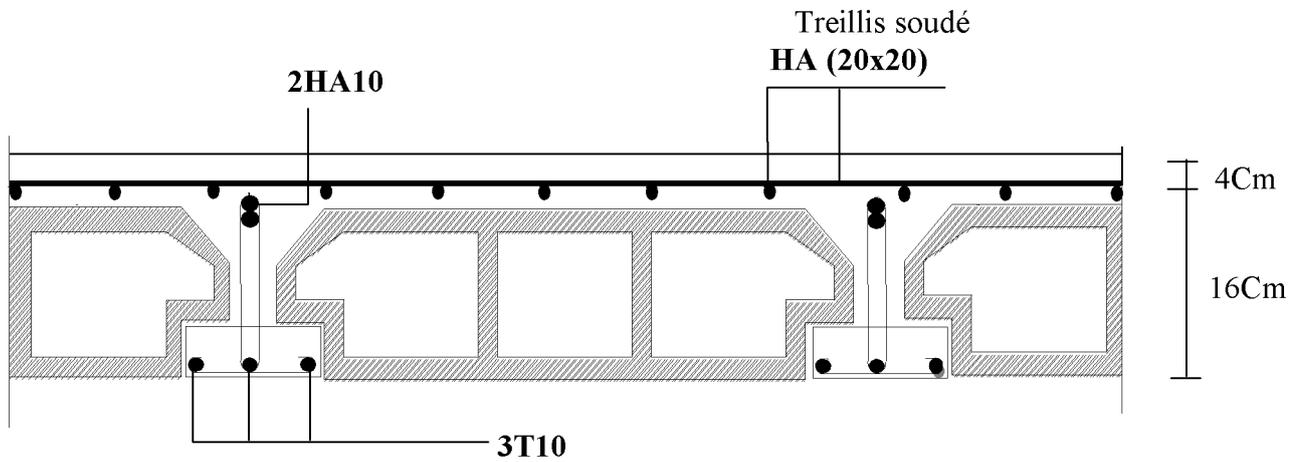
$$f_v = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3,58 \times 10^6 (3100)^2}{10 \times 1081886 \times 30485,26 \times 10^4} = 1,04 \text{ mm}$$

$$f_v = 1,04 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,80 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^s L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{3,58 \times 10^6 (3100)^2}{10 \times 32456,59 \times 19227,15} = 0,55 \text{ mm}$$

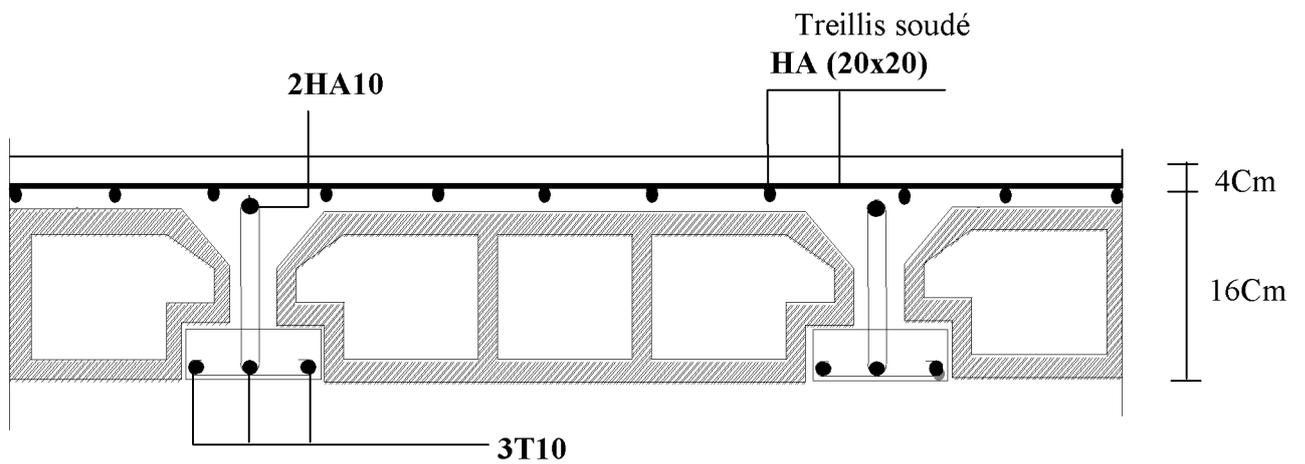
$$f_i = 0,55 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,80 \text{ mm}$$

En appuis



FigIII-4-14 : schéma de ferrailage du plancher d'étage

En travée



FigIII-4-14 : schéma de ferrailage du plancher d'étage

III-5) Etude de la poutre de chaînage :

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

1) Prédimensionnement :

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

- **La hauteur h_t :**

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

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

- **La largeur b :**

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

Sachant que $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} = \frac{375}{15} = 25 \text{ cm} \text{ et } \frac{L}{10} = \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm}$$

Ce qui donne $25 \leq h_t \leq 37,5$

➡ On prend **$h_t = 30 \text{ cm}$**

Par conséquent la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm} \quad \text{➡} \quad \text{On prend } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$

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

2) Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1).

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées}$$

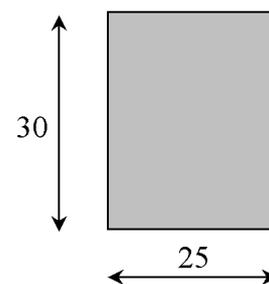


Fig. III -5.1 : Dimensions de la poutre chaînage

REMARQUE :

- On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

2) Evaluation des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,10 - 0,25) \times 2,44 = 6,95 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $(5,44 \times 0,65/2) = 1,778 \text{ KN/ml}$

$$G_T = 10,60 \text{ KN/ml.}$$

❖ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

3) Combinaisons de charges :

- **ELU :** $q_u = 1,3 G + 1,5q = 1,35 \times 10,60 + 1,5 \times 0,487 = 15,04 \text{ KN/ml.}$
- **ELS :** $q_s = G + Q = 10,6 + 0,487 = 11,08 \text{ KN/ml.}$

4) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

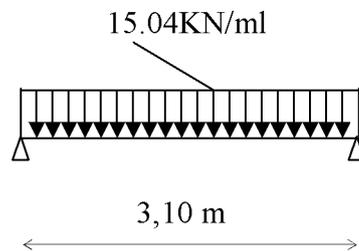


Fig III-5-2 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

a) Calcul des efforts :

• Calcul des moments :

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

▪ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 15,04 \times (3,1^2/8) = 15,35 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis :

$$M_a = -0,30 \times 15,04 \times (3,1^2/8) = -5,42 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 15.07 \times \frac{3,10}{2} = 23.35 \text{ KN}$$

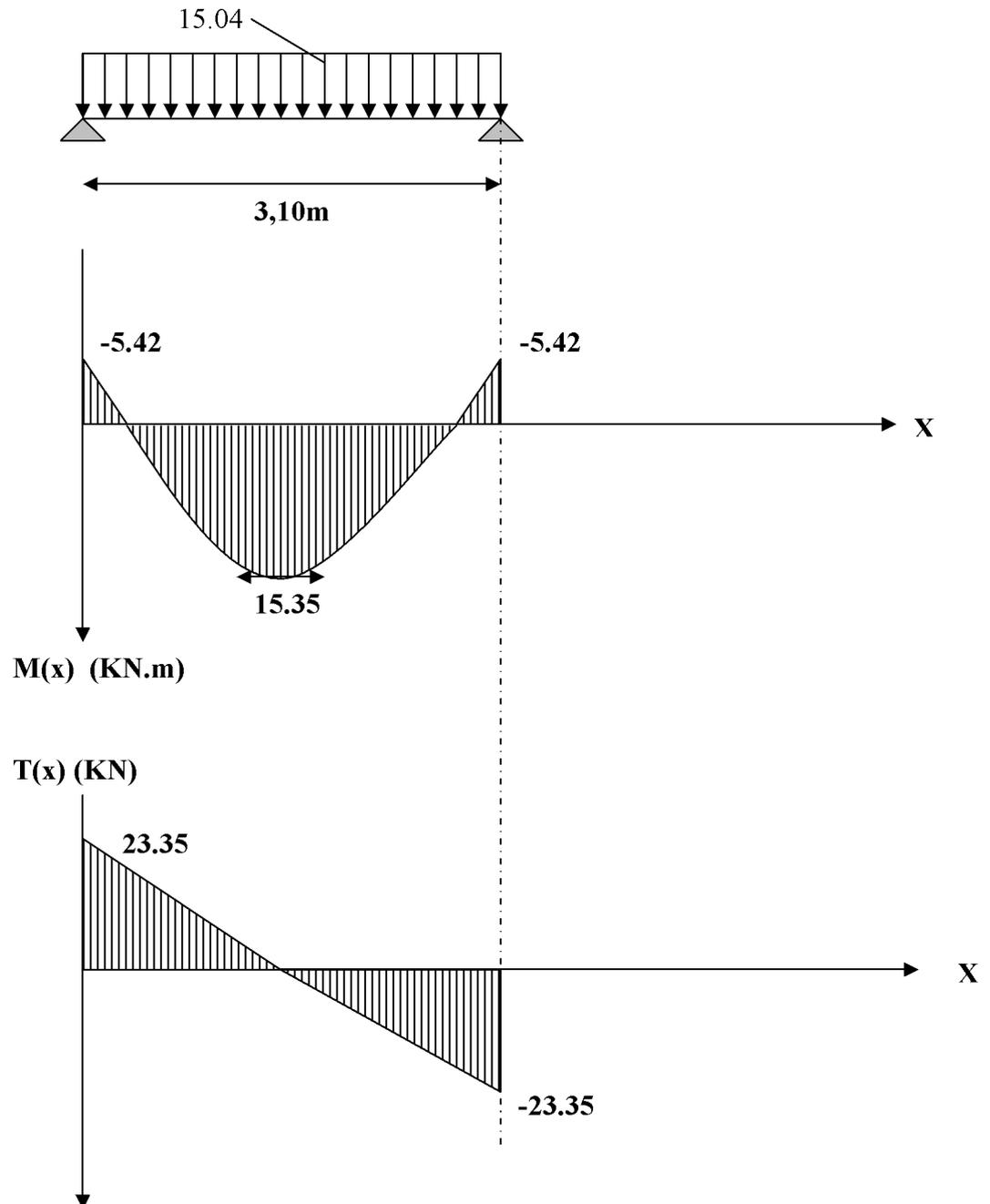


Fig III-5-3 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

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

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

$$\mu = \frac{15.35 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,055$$

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

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

$$\mu = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971$$

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

$$A_t = \frac{15.35 \times 10^3}{0,971 \times 28 \times 348} = 1.622 \text{ cm}^2$$

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

▪ **Aux appuis :**

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

$$\mu = \frac{5.42 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,020$$

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

$$\mu = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990$$

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

$$A_a = \frac{5.42 \times 10^3}{0,990 \times 28 \times 348} = 0,562 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < (A_t = 1,622 \text{ cm}^2, A_a = 2,36 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{23,35}{0,25 \times 0,28} = 333,57 \text{ KN/m}^2 = 0,333 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,333 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

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

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

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

$$V_u = 23,35 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \frac{2,5}{1,5} = 420 \text{ KN} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(23,35 + \frac{-5,42}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0053 \text{ cm}^2 \leq 0$$

\longrightarrow (Condition vérifiée)

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} = \frac{23,35 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,20} = 0,983 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,983 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857; \frac{25}{10} = 2,5; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

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

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25,20; 40) = 25,20 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 25 \text{ cm}$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 25} = 1,28 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

○ **En zone nodale (appuis) :**

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

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

○ **En zone courante (travée) :**

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

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

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

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

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \implies (\text{condition vérifiée})$$

6) Vérification à l'ELS :

○ Calcul à l'ELS :

$$q_s = 11,08 \text{ KN/m}$$

○ Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11,08 \times \frac{3,10}{2} = 17,17 \text{ KN}$$

b) Les moments

$$M_a = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11,08 \times \frac{3,10^2}{8} = 13,31 \text{ KN.m}$$

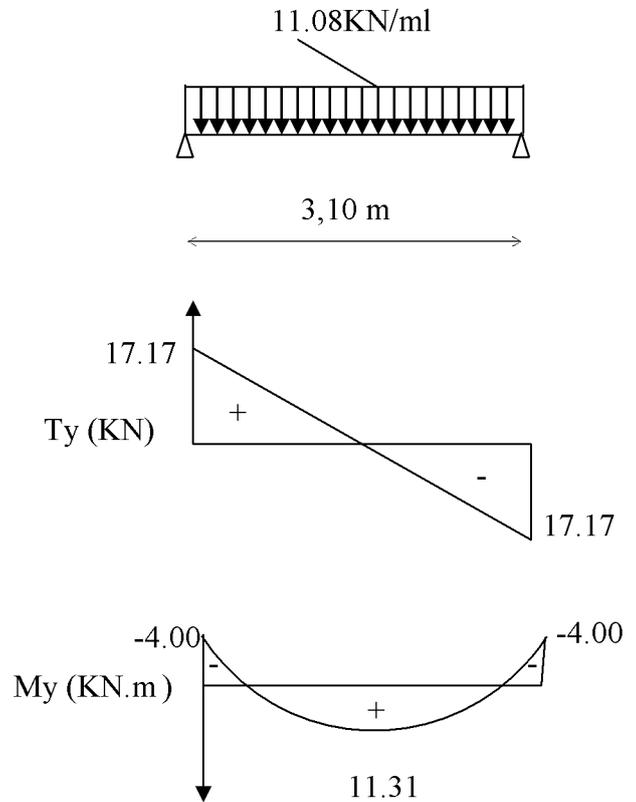
En tenant compte de semi encastrement :

○ Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 13,31 = -4,00 \text{ KN.m}$$

○ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 13,31 = 11,31 \text{ KN.m}$$



FigIII-5-4 diagramme des efforts interne à l'ELS.

1) vérification de la résistance du béton à la compression :

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

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

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

○ Aux appuis :

$$M_a = -4,00 \text{ KN.m} \text{ et } A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{25 \times 28} = 0,34$$

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

$$\sigma_s = \frac{M s_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,00 \times 10^6}{0,909 \times 280 \times 236} = 66,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 66.6 = 1.665 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

○ **En travée :**

$$M_s = 11.31 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,528$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,031$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11.31 \times 10^6}{0,8949 \times 280 \times 339} = 133.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,031 \times 133.15 = 4.12 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

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

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

La fissuration est préjudiciable

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

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

$$\sigma_{st} = 185,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,08 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11,31}{10 \times 13,31} = 0,084 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Une des ces conditions n'est pas vérifiées, Le calcul de la flèche est nécessaire.

▪ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fictive pour les charges de longue durée

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b (v_1^3 + v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2$$

$$\text{Avec : } v_1 = \frac{S_{/x'x}}{B_0} \rightarrow v_2 = h - v_1$$

$S_{/x'x}$: moment statique par rapport a l'axe $x'x$

$$S_{x'x} = \frac{b h^2}{2} + 15 A d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28 = 12673,8 \text{ cm}^3$$

$$S_{x'x} = 12673,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : la section homogène

$$B_0 = b h + n A$$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 3,39 = 800,85 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{12673,8}{800,85} = 15,82 \text{ cm} \rightarrow v_2 = 30 - 15,82 = 14,17 \text{ cm}$$

D'où

$$I_0 = \frac{25 (15,82^3 + 14,17^3)}{3} + 15 \times (14,17 - 2)^2 \times 3,39 = 64235,40 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 64235,40 \text{ cm}^4$$

★ **Calcul des coefficients :**

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{25 \cdot 28} = 0,0048 \rightarrow \beta_1 = 0,8949$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \cdot A_t \cdot \beta_1} = \frac{11,31 \times 10^3}{0,8979 \times 28 \times 3,39} = 132,7 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 8} = 0,0048$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 25}{25}) \times 0,0048} = 1,75$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,35; 0 \} = 0,35$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 64235,40}{1 + 1,75 \times 0,35} = 43819,49 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{11,31 \times 10^6 \times 3750^2}{10 \times 10818,86 \times 43819,49 \times 10^4} = 3,35 \text{ mm}$$

$$f = 0,335 \text{ cm} < \bar{f} = 0,740 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-6) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3 m (entre nus d'appuis).

III-6-1) Prédimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 3.00\text{m}$

b : la largeur de la poutre.

$$20 \leq h_t \leq 30\text{cm} \quad \text{On prend } h_t = 30\text{cm}$$

- Recommandation de RPA 99 Version 2003 :**

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

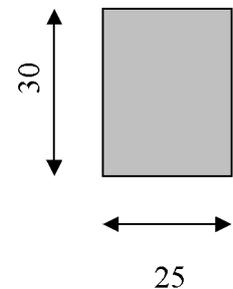
$$h_t / b \leq 4$$

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend $h = 25\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 4 \iff \text{Condition vérifiée)}$$

**III-6-2) Détermination des charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutre : $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.87\text{KN/m}$
- Charge d'exploitation ; $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Poids propre du palier : $25 \times 0,15 \times 1,40 = 5.25 \text{ KN/m}$
- $G = 5.54 \times 1.40 + 1.87 + 5.25 = 14.876 \text{ KN/m}$
- $Q = 2.5 \times 1.40 + 2.5 \times 1.2 = 6.5 \text{ KN/m}$

III-6-3) Calcul à l'état limite ultime :**1) Combinaison à considérée :**

$$q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 14.876 + 1.5 \times 6.5 = 29.83\text{KN/m}$$

$$q_u = 29.83 \text{ KN/m}$$

29.83 KN/ml

2) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{29.83 \times 3.00}{2} = 44.74 \text{ KN}$$

3) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 29.83 \times \frac{(3.00)^2}{8}$$

$$M_0 = 33.55 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

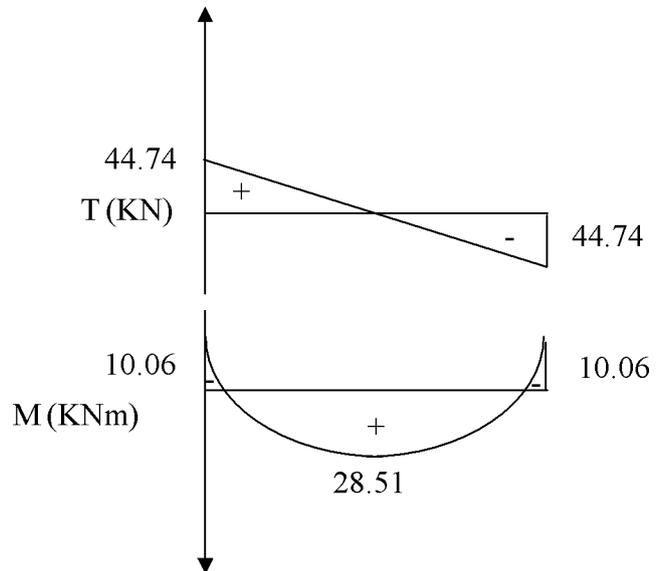
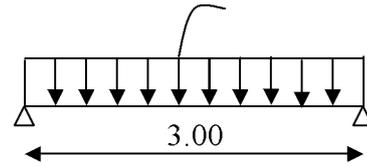
$$M_a = -0,30 M_{\max} = -10.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 28.51 \text{ KN.m}$$

$$T_x = -q_u x + R_A$$

$$x=0 \rightarrow T = 44.74 \text{ KN}$$

$$x=3.00 \rightarrow T = -44.74 \text{ KN}$$



FigIII-6-1 : diagramme des moments Fléchissant en efforts tranchants l'ELS

4) Calcul les armatures longitudinales :

○ **aux appuis :**

$$M_a = -10.06 \text{ KNm}$$

● **Armature principale :**

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

$$\mu_b = \frac{10.06 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,036$$

$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

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

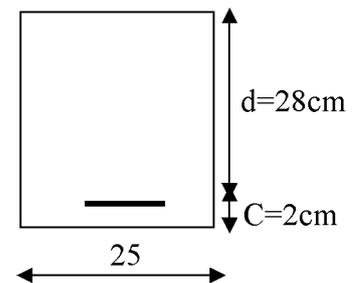
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{10.06 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

○ **en travées :**

$$M_t = 28.51 \text{ KN m}$$



• **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{28.51 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,102$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$$\mu_b = 0,102 \Rightarrow \beta = 0,946$$

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

$$A_t = \frac{28.51 \times 10^3}{0,946 \times 28 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

III-6-4) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < (A_t = 1,13 \text{ cm}^2, A_a = 1,13 \text{ cm}^2) \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{44,74 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,639 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,639 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

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

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

$T_u = 44,74 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \frac{2,5}{1,5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(44,74 + \frac{-10,06}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,013 \text{ cm}^2. \Rightarrow$$
 (Condition vérifiée)

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

e) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{44.74 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150,79} = 1.177 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

f) Calcul des ancrages des barres :

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

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

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,43 \text{ cm}$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4.L_s$ pour les aciers H.A

Donc :

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56,43 = 22,57 \text{ cm}$$

g) Calcul les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ; $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$s_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(25.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Soit : $s_t = 25 \text{ cm}$

h) Vérification selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7.5; 10.28; 30)$$

$$St = 7.5 \text{ cm}$$

- **En zone courante (travée) :**

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

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

III-6-5) calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 14.87 + 6.5 = 21.37 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 31.37 \text{ KN/m}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 31.37 \times \frac{3.00}{2} = 47.05 \text{ KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 31.37 \times \frac{3.00^2}{8} = 35.29 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

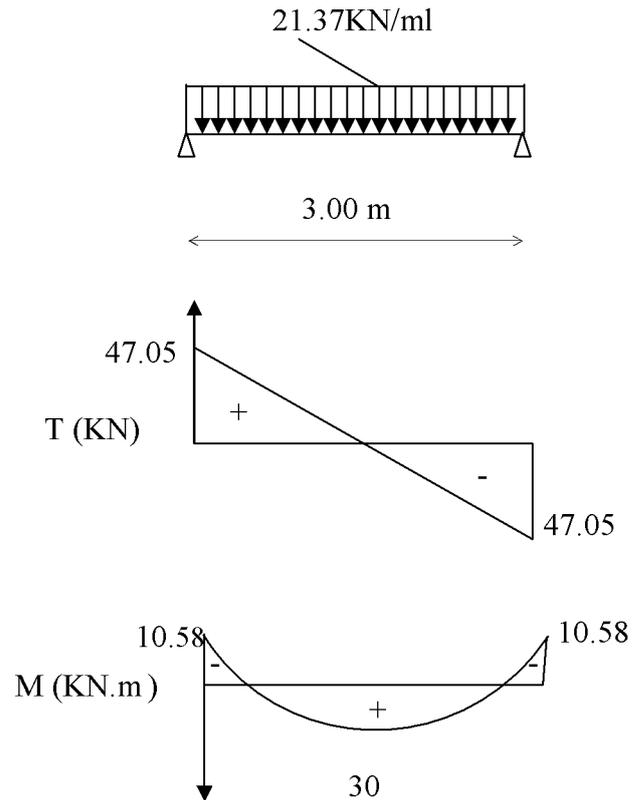
$$M_a = -0,3 \times 35.29 = -10.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 35.29 = 30 \text{ KN.m}$$

$$T_x = -q_s x + R_A$$

$$x = 0 \rightarrow T = 47.05 \text{ KN}$$

$$x = 3.00 \rightarrow T = -47.05 \text{ KN}$$



FigIII-6-2 : diagramme des moments fléchissant en efforts tranchants à l'ELS.

III-6-6) vérification à l'ELS :**1) Etat limite de résistance à la compression : (Art.4.5 ,2/BAEL91) :**

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

o Aux appuis :

$$M_a = -10.58 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.13}{25 \times 28} = 0,16$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,934 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.58 \times 10^6}{0,934 \times 280 \times 113} = 358.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 358.01 < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,016 \times 358.01 = 3.58 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

○ **En travée :**

$$M_s = 30 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{25 \times 28} = 0,45$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,898 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{Mst}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{320 \times 10^6}{0,898 \times 280 \times 314} = 4053,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 4053,08 < 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{(condition vérifiée).}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,029 \times 4053,08 = 117,53 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

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

2) Vérification de la flèche : (Art6.5 ,2/BAEL91) :

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} = 0,093 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{30}{10 \times 35,29} = 0,085 \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

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

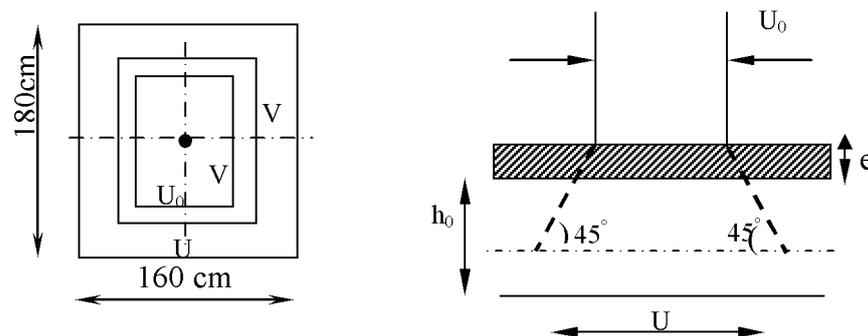
III-7) Etude de la salle machine :**Introduction:**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface (1,80x1,60) m², de vitesse d'entraînement V= (1m/s), pouvant charger 8 personnes de 6,3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

III-7-1) Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. La dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,60$ m et $L_y = 1,80$ m



FigIII-7-1 : diffusion de la charge dans le feuillet

III-7-2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6,00 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ; Soit : $h_t = 15$ cm

$$u = l_x - 2(h_0/2)$$

$$v = l_y - 2(h_0/2)$$

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm).

$$u = 160 - 2(15/2) = 145 \text{ cm}$$

$$v = 180 - 2(15/2) = 165 \text{ cm}$$

$$u_o = u - 2(h/2 + e)$$

$$v_o = v - 2(h/2 + e)$$

$$u_o = 145 - 2(15/2 + 5) = 120 \text{ cm}$$

$$v_o = 165 - 2(15/2 + 5) = 140 \text{ cm}$$

III-7-3) Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q(M_1 + \nu M_2)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q(M_2 + \nu M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{1,80} = 0,9 > 0,40 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{145}{160} = 0,90$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{165}{180} = 0,92$$

Après interpolation : $M_1 = 0,054$; $M_2 = 0,031$.

- **Combinaison de charge :**

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 135 \times 0,054 = 7,29 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 135 \times 0,031 = 4,18 \text{ KNm}$$

III-7-4) Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad (\text{Abaques de PIGEAUD})$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

- **Poids propre de la dalle :**

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Avec:

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = [1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1] \times 1 \text{ m} = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0458 \times 6,56 \times (1,60)^2 = 0,769 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,778 \times 0,769 = 0,60 \text{ KN.m}$$

III-7-5) Superposition des moments agissant au centre du panneau:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,29 + 0,769 = 8,06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,18 + 0,60 = 4,78 \text{ KN.m}$$

- ✚ **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.

4) Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau:

- ✦ **Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 8,06 = 2,418 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,418 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,418 \times 10^3}{0,9995 \times 13 \times 348} = 0,535 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = 25 \text{ cm}$$

○ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 8,06 = 6,851 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{6,851 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{6,851 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25cm

✦ **Sens y-y :**○ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 4,78 = 1,434 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1,434 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{B d f_e / \gamma_s} = \frac{1,434 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm² avec St = 25cm.

○ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 4,78 = 4,063 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,063 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{4,063 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² avec St = 25cm.

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	2,418	0,01	0,9995	0,535	2,01	4HA8	25
	Y-Y	1,434	0,006	0,997	0,32	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	6,851	0,028	0,986	1,53	3,14	4HA10	25
	Y-Y	4,063	0,016	0,992	0,90	3,14	4HA10	25

5) Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

★ **suisant (x-x) :**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9.$$

A_x^{\min} : Section minimale d'armatures.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400).

l_x, l_y : Dimension de la dalle avec $l_x < l_y$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,889}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,27 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_x > A_x^{\min} \Longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

★ **Suisant (y-y) :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times h \times b = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_y > A_y^{\min} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tel que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(145+165) = 620 \text{ cm} = 6,20 \text{ m}.$$

Q_u : charge de calcul vis-à-vis d'état ultime.

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}.$$

$$Q_u = 135 \text{ KN} < (0,045 \times 6,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3) = 697,50 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition est vérifiée.})$$

e) Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge :

- au milieu de U :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{100}{(2 \times 1,45) + 1,65} = 21,98 \text{ KN}.$$

- au milieu de V :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{100}{3 \times 1,45} = 22,99 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21,98}{1 \times 0,13} = 169,08 \text{ KN/m}^2 = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition est vérifiée.})$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.

6) Vérification à l'ELS :**a) les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P$$

- **A ELS:** $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 100 (0,054 + 0,2 \times 0,031) \Rightarrow M_{x1} = 6,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 (0,031 + 0,2 \times 0,054) \Rightarrow M_{y1} = 4,18 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0458 \times 4,75 \times (1,60)^2 = 0,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,778 \times 0,56 = 0,43 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1} + M_{x2} = 6,02 + 0,56 = 6,58 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1} + M_{y2} = 4,18 + 0,43 = 4,61 \text{ KN.m}$$

Remarque :

ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,30) pour tenir compte de la continuité des voiles.

e) Correction des moments :

- **En travée:**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^s$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^s$$

- **Aux appuis:**

$$Ma_x = 0,30 \times M_x^s$$

$$Ma_y = 0,30 \times M_y^s$$

d) Vérifications des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire.
- 2- La nuance des aciers est de FeE400.
- 3- $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

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

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

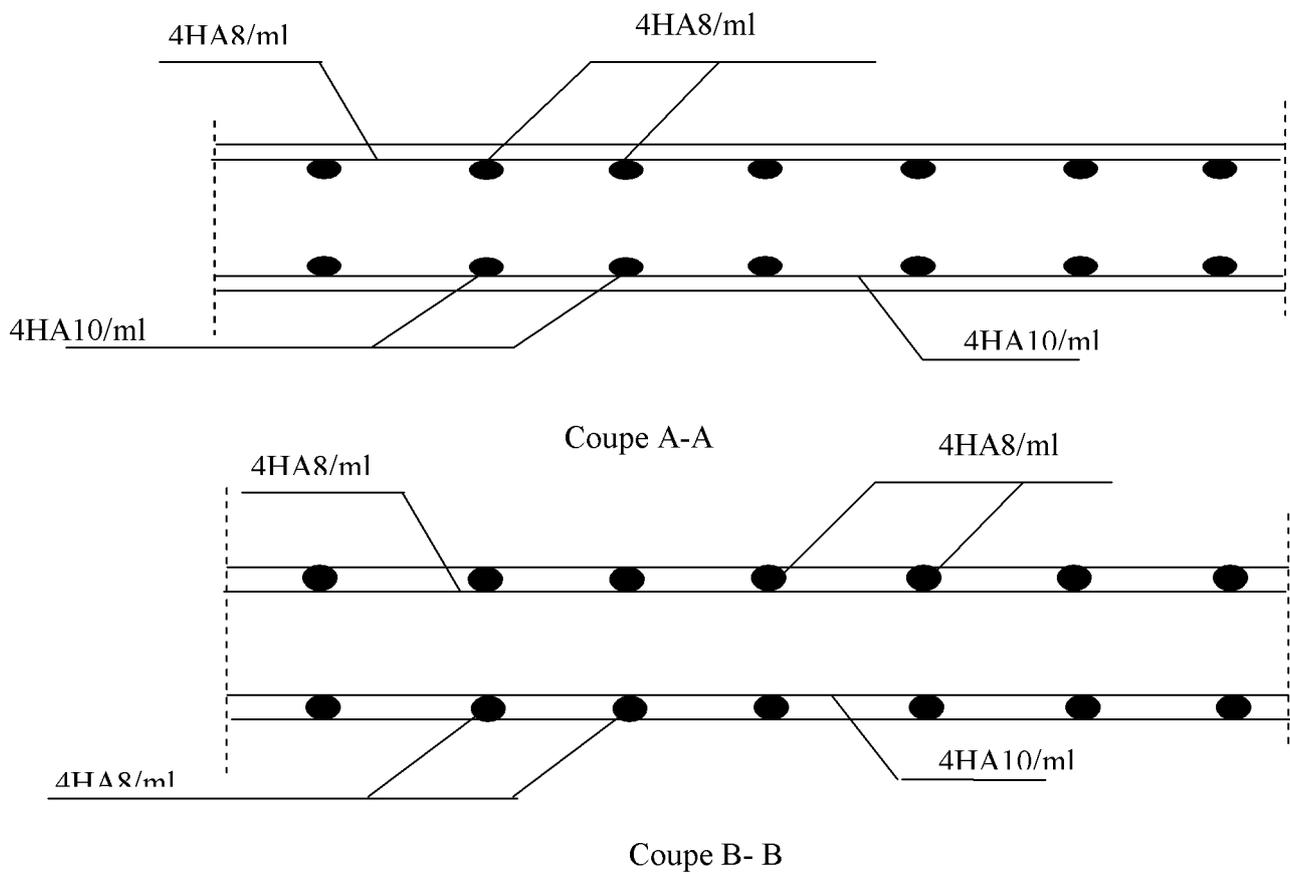
zone	Sens	γ	μ_b	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	OBS
Sur appuis	X-X	1,22	0,008	0,0100	0,36	Vérifié
	Y-Y	1,04	0,006	0,0075	0,27	Vérifié
En travée	X-X	1,22	0,023	0,0291	0,36	Vérifié
	Y-Y	1,04	0,016	0,0201	0,29	vérifié

e) Etat limite de fissuration :

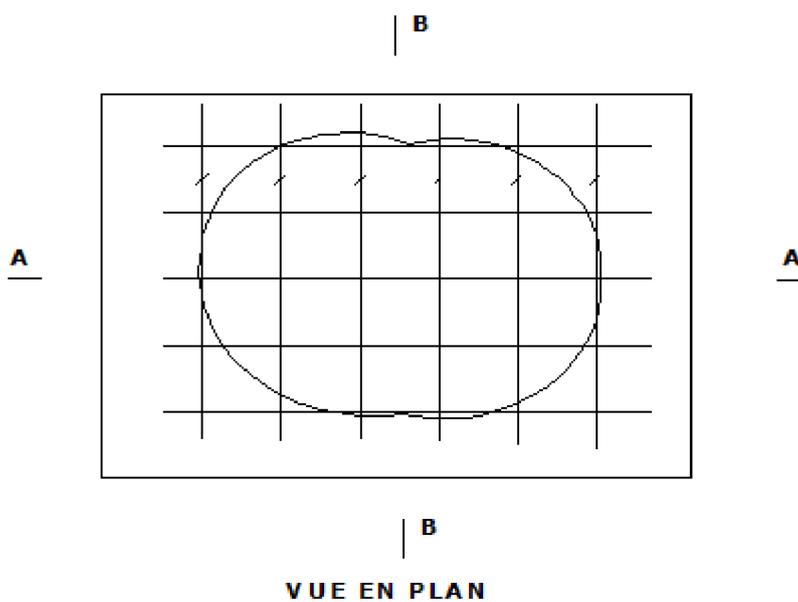
La fissuration est préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

✚ **Conclusion :**

les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.



FigIII-7-2 : Plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine)



IV1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaise tout l'élément puis toute la structure. ETABS utilise la Methode des Eléments Finis.

IV 2) Calcul des charges horizontales et verticales :

Grâce au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; aussi sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme. Ceci qui nous conduit à l'étude dynamique de la structure.

IV 3) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (**RPA99ver2003 /Art 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

- **Présentation de la Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

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

Principe :

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

IV 4) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [RPA2003/Art4.1.2] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV 5) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage **1B (RPA 2003/Art 3.2)**.
- La structure est de catégorie **S2** (sol très meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II_a**.
- La structure à étudiée fait **35.08 m** (RDC+9+Sous-sol) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

IV 6) Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+Sous-sol+9 étages) encadrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- Les voiles et dalles plaines par un élément de type **SHELL**.

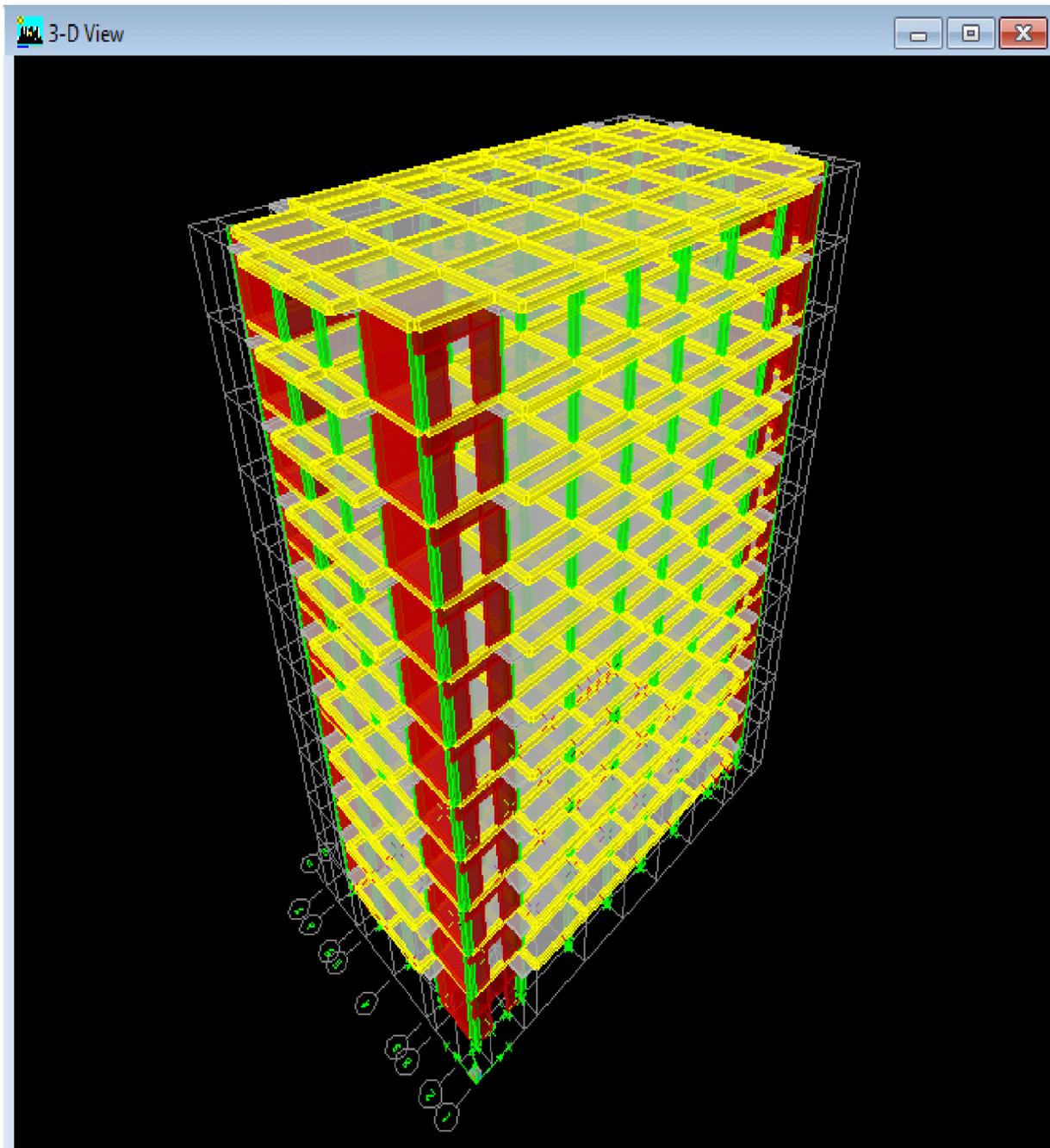


Fig. 4.1 : Modèle 3D de la structure.

IV 7) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable RPA 4.1.2)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

IV 8) Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV 9) Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- Le sol est de catégorie S2 (sol ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- La structure étudiée fait 35.08 m de hauteur (R+9+S-SOL), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitié de la charge horizontale.

IV -10) Vérifications RPA :**IV.10.1) Spectre de réponse de calcul :**

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

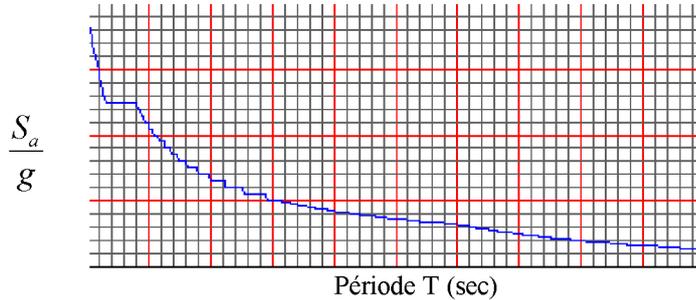


Fig.4.2: Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ Formule (4-4)

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ;(tableau 4-4 du RPA2003).

Avec :

- **A= 0,15** [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)]. Voir annexe

- **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 ξ = 7%, on a η = **0.881**

- **R= 5** [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003 tableau 4.3)]
- **T₁= 0,15 sec ; T₂= 0,4 sec.** [Site S2 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

a) Calcul du facteur de qualité Q :

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

▪ Sens longitudinale :

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

Tableau 4.1.: valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

▪ Sens transversal :

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

Tableau 4.2.: valeurs des pénalités P_q Sens transversal

▪ Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.05.$$

▪ Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.00.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q = 1.05.**

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :
Q = 1,05 ; tous les critères sont vérifiés sauf la régularité en élévation dans le sens longitudinal

IV10.2) Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=11 niveaux $\longrightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 9.95)$
Donc K=10 nombre de modes.

IV.10.3) Combinaison des réponses modales

$$\circ \quad r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Avec :

$$\mathbf{r} = \mathbf{T}_i / \mathbf{T}_j \quad (\mathbf{T}_i \leq \mathbf{T}_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

IV10.4) Caractéristiques géométriques de la Structure :

- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Diaphragm	MassX	MassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	excentricite accidentelle ex	Excentricite accidentelle ey
D1	473.0452	473.0452	13.92	7.613	13.966	7.595	-	0.018		
D2	449.1763	449.1763	13.903	7.607	13.832	7.391	0.071	0.216		
D3	446.8386	446.8386	13.902	7.607	13.725	7.334	0.177	0.273		
D4	446.8386	446.8386	13.902	7.607	13.672	7.345	0.23	0.262		
D5	444.0727	444.0727	13.901	7.607	13.653	7.379	0.248	0.228	1.415	0.156
D6	441.7216	441.7216	13.9	7.608	13.653	7.418	0.247	0.19		
D7	441.7216	441.7216	13.9	7.608	13.661	7.456	0.239	0.152		
D8	439.3507	439.3507	13.9	7.608	13.673	7.49	0.227	0.118		
D9	437.4082	437.4082	13.899	7.608	13.684	7.519	0.215	0.089		
D10	437.4082	437.4082	13.899	7.608	13.692	7.544	0.207	0.064		
D11	417.3006	417.3006	13.987	7.593	13.693	7.562	0.294	0.031		

Tableau 4.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- 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 :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 28.3 = 1.415\text{m}$

Le RPA dicte que : $e_y = 0.05 \times 15.6 = 0.78\text{m}$

IV10.5) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.880276	0.0097	67.9138	0
2	0.846256	68.7771	67.9213	0
3	0.649376	68.7856	67.9808	0
4	0.197711	80.7416	74.3686	0
5	0.195567	86.9249	87.2943	0
6	0.152394	86.9602	87.3919	0
7	0.085642	88.5829	92.0451	0
8	0.084092	93.525	93.6742	0
9	0.072425	93.5768	93.7189	0
10	0.06115	93.5804	94.0612	0
11	0.060927	93.5809	94.326	0

Tableau 4.4 périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

IV 10.6) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' 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* (RPA 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

- **A** : *coefficient d'accélération de zone*, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
A = 0.15.
- **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).

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

$T_1=0.15$, $T_2=0.4$ voir le *titre 5.7*.

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\Rightarrow h_N=35.08$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $\Rightarrow C_T=0.05$

$$T=0.720 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$$

Donc :

$$D=2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1.488$$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)
R=5
- **Q** : facteur de qualité voir le *titre 5.9.1.a*.
Q=1.05
- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

Diaphragm	MassX
D1	473.0452
D2	449.1763
D3	446.8386
D4	446.8386
D5	444.0727
D6	441.7216
D7	441.7216
D8	439.3507
D9	437.4082
D10	437.4082
D11	417.3006
Poit total	4874.8823
W (KN)	48748.823

Tableau 4.5 périodes et participations massiques

Conclusion :

MSE (RPA 2003)	Sans x		Sans y	
<i>Coefficient forces sismiques V (KN)</i>	A	0.15	A	0.15
	D	1.488	D	1.488
	Q	1.05	Q	1
	R	5	R	5
	2284.95		2176.14	

Tableau 4.6 la forces sismiques à la base

○ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

<i>forces sismiques KN</i>				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		V_t/V	
<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Ex</i>	<i>Ey</i>	<i>X</i>	<i>y</i>
<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>X</i>	<i>y</i>	>0.80	>0.80
2469.85	2352.24	3103.75	3979.40	CV	CV

Tableau 4.7 Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.10.7) 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 article 5.10*].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

1- Déplacement maximal :

- Sens transversal :

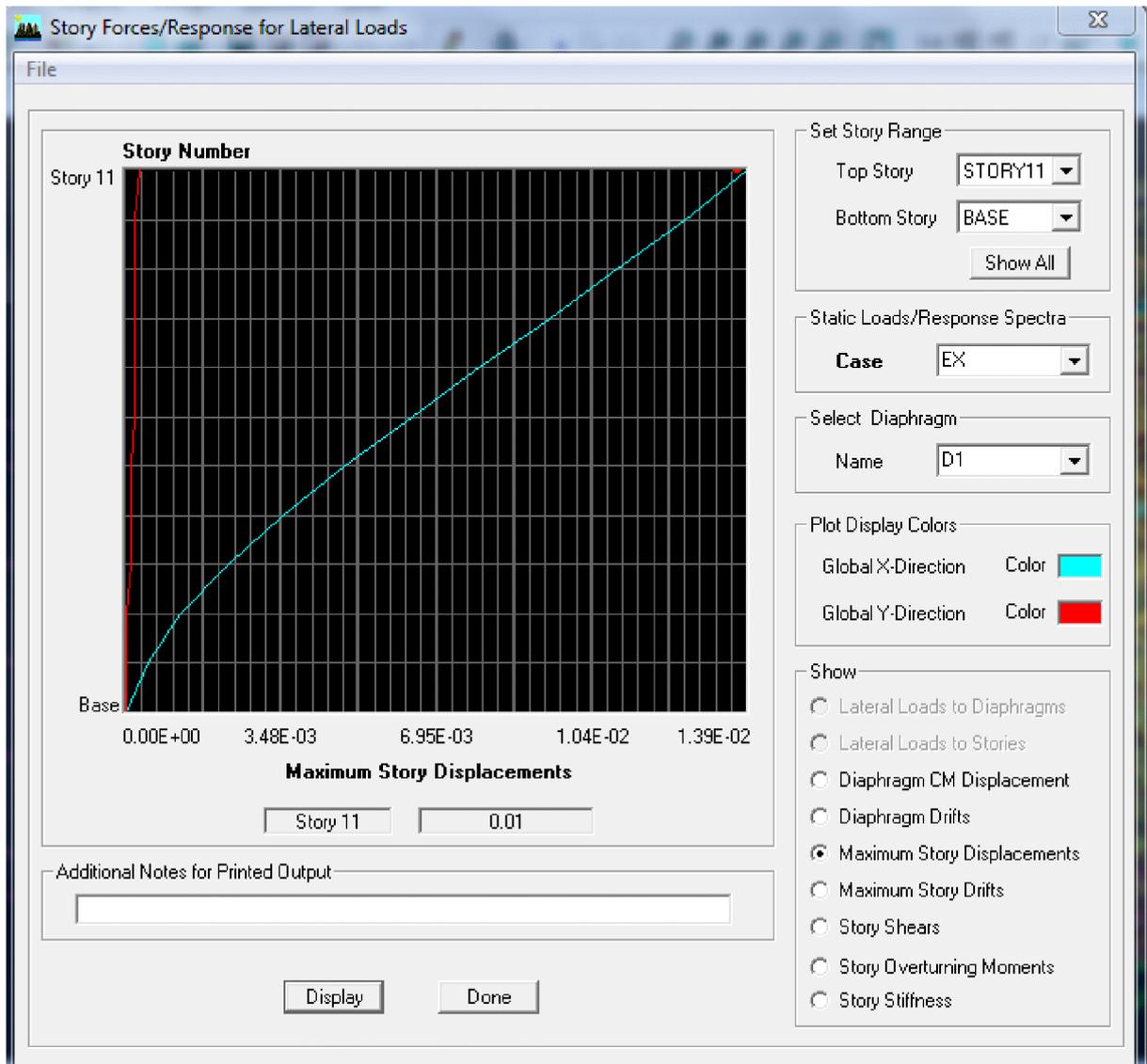


Fig.4.3 Vérification des déplacements selon E_x.

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{\max} = 0.06 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{35.08}{500} = 0.07 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$

- Sens longitudinal :

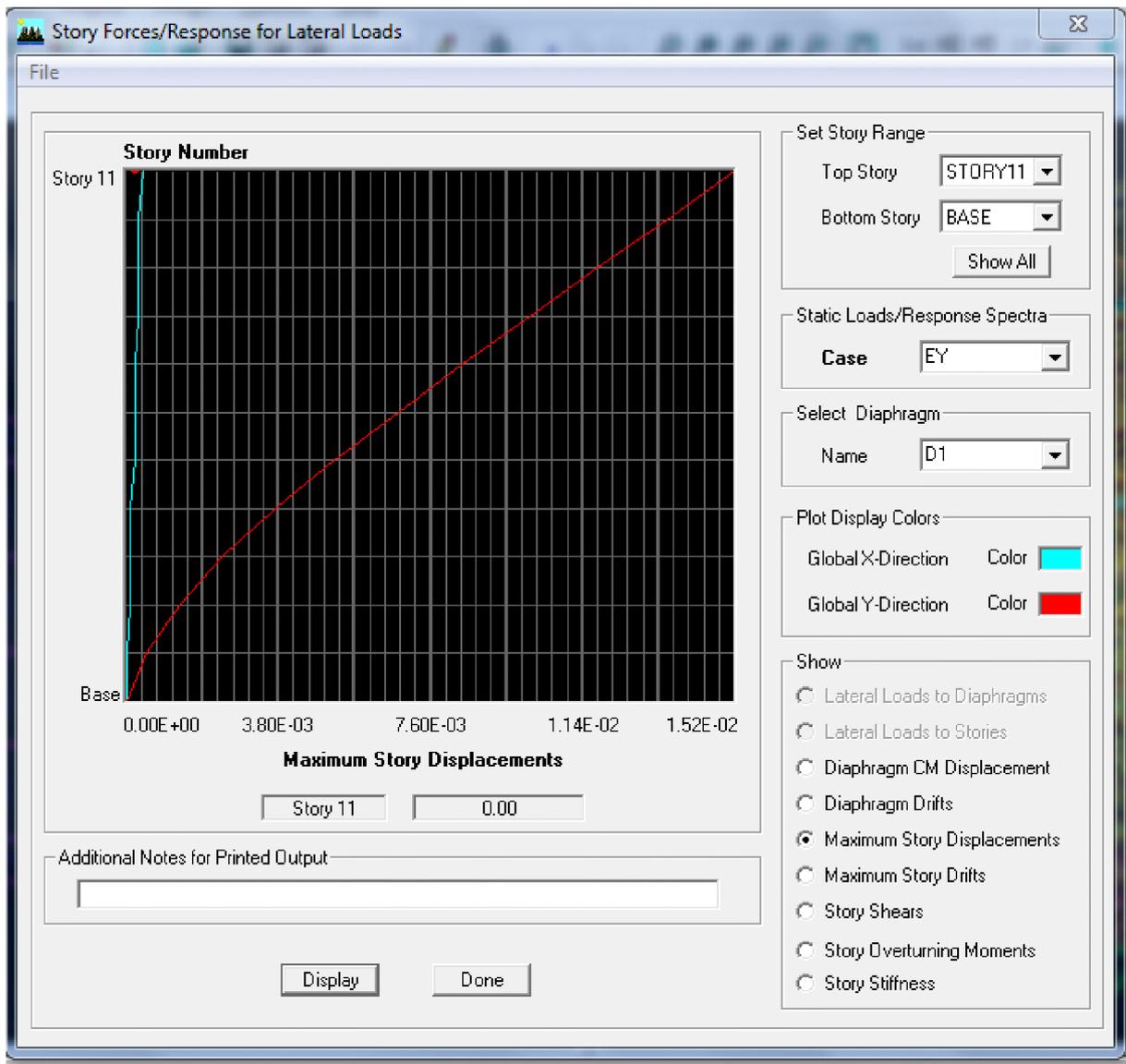


Fig.4.4 Vérification des déplacements selon E_y.

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.04 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{35.08}{500} = 0.07 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

2- Déplacements relatifs :

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

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

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

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

R : Coefficient de comportement.

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

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
9	0.0138	0.0146	0.0014	0.0016	0.031	OK
8	0.0124	0.013	0.0015	0.0016	0.031	OK
7	0.0109	0.0114	0.0015	0.0016	0.031	OK
6	0.0094	0.0098	0.0015	0.0017	0.031	OK
5	0.0079	0.0081	0.0016	0.0016	0.031	OK
4	0.0063	0.0065	0.0014	0.0015	0.031	OK
3	0.0049	0.005	0.0014	0.0015	0.031	OK
2	0.0035	0.0035	0.0012	0.0012	0.031	OK
1	0.0023	0.0023	0.0011	0.0011	0.031	OK
RDC	0.0012	0.0012	0.0007	0.0007	0.031	OK
S-SOL	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0408	OK

Tablea4.8: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Remarque:

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

IV.10.8) Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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

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

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

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

h_k : hauteur de l'étage « k »

P_k (KN)	$\Delta_{\kappa\xi}$ (μ)	$\Delta_{\kappa\psi}$ (μ)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	$\theta_{\kappa\xi}$	$\theta_{\kappa\psi}$	Vérification
2280	0.0014	0.0016	454.35	448.24	3.1	0.00226626	0.00262532	OK
2290	0.0015	0.0016	783.04	771.16	3.1	0.00141508	0.00153267	OK
2300	0.0015	0.0016	1010.42	991.54	3.1	0.00110143	0.00119723	OK
2310	0.0015	0.0017	1197.76	1167.69	3.1	0.00093319	0.00108485	OK
2320	0.0016	0.0016	1374.11	1331.71	3.1	0.00087141	0.00089916	OK
2330	0.0014	0.0015	1530.19	1480.54	3.1	0.00068766	0.00076149	OK
2340	0.0014	0.0015	1659.12	1608.26	3.1	0.00063695	0.00070403	OK
2350	0.0012	0.0012	1773.74	1724.12	3.1	0.00051286	0.00052762	OK
2360	0.0011	0.0011	1884.31	1836.7	3.1	0.00044442	0.00045594	OK
2370	0.0007	0.0007	1976.04	1932.32	3.1	0.00027083	0.00027695	OK
2380	0.0005	0.0005	2025.77	1985.51	4.08	0.00014398	0.0001469	OK

Tableau4.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens

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

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

Conclusion :

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

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.2.1) ferrailage des poteaux:

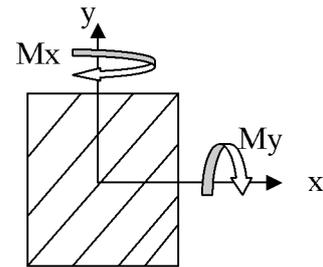
Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants.

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

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

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

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



M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

✚ Combinaison de calcul.

- **BEAL 91/modifiée 99 :**
ELU : $1.35G+1.5Q$
ELS : $G+Q$
- **RPA 99/modifiée 2003 .**
 $G+Q\pm E$
 $0.8G\pm E$

V.2.2) Détermination des efforts internes à L'ELU:

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

Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

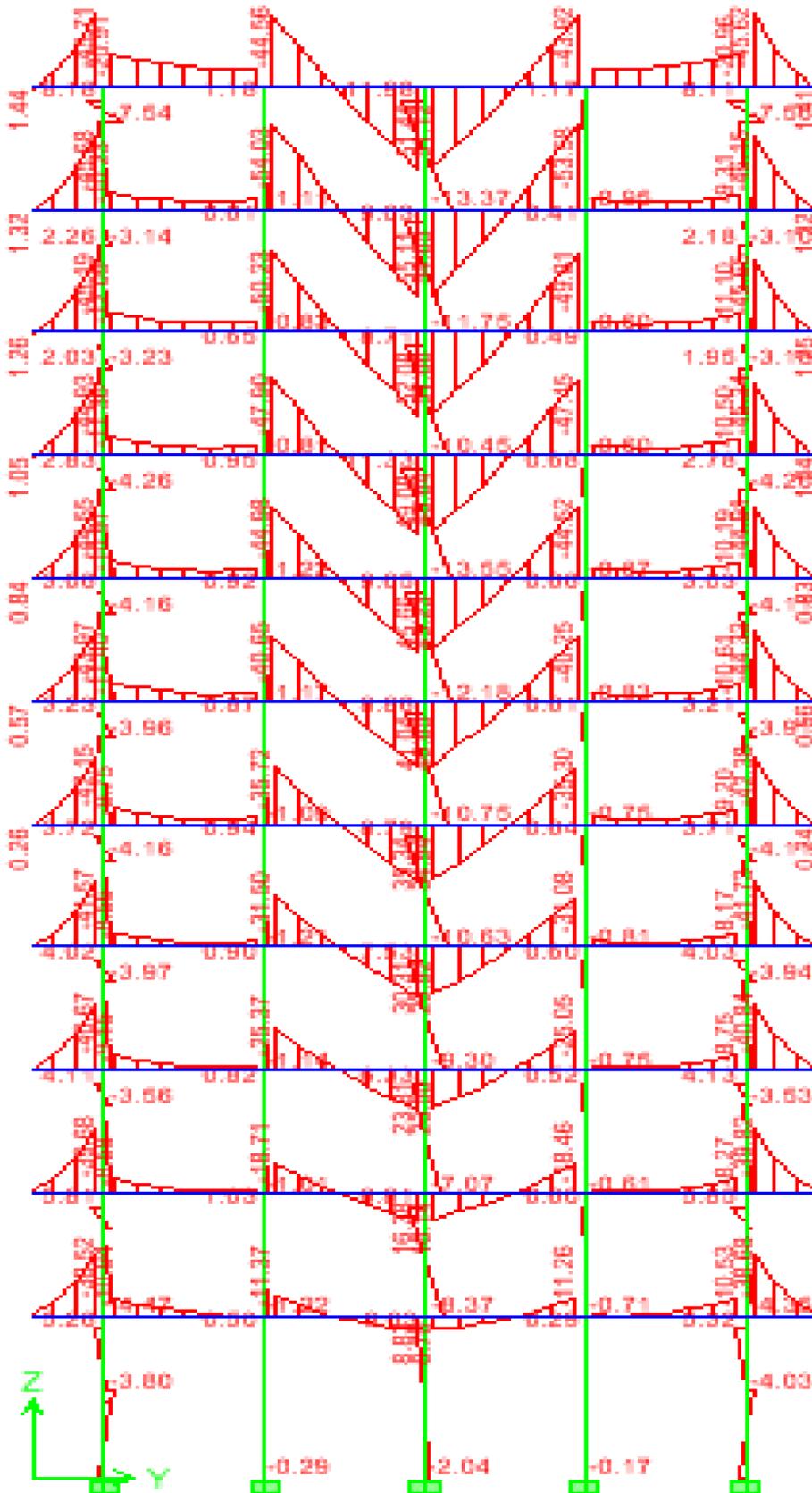


Diagramme des moments fléchissant (sens transversal) du portique 3-3
 Combinaisons ELU.

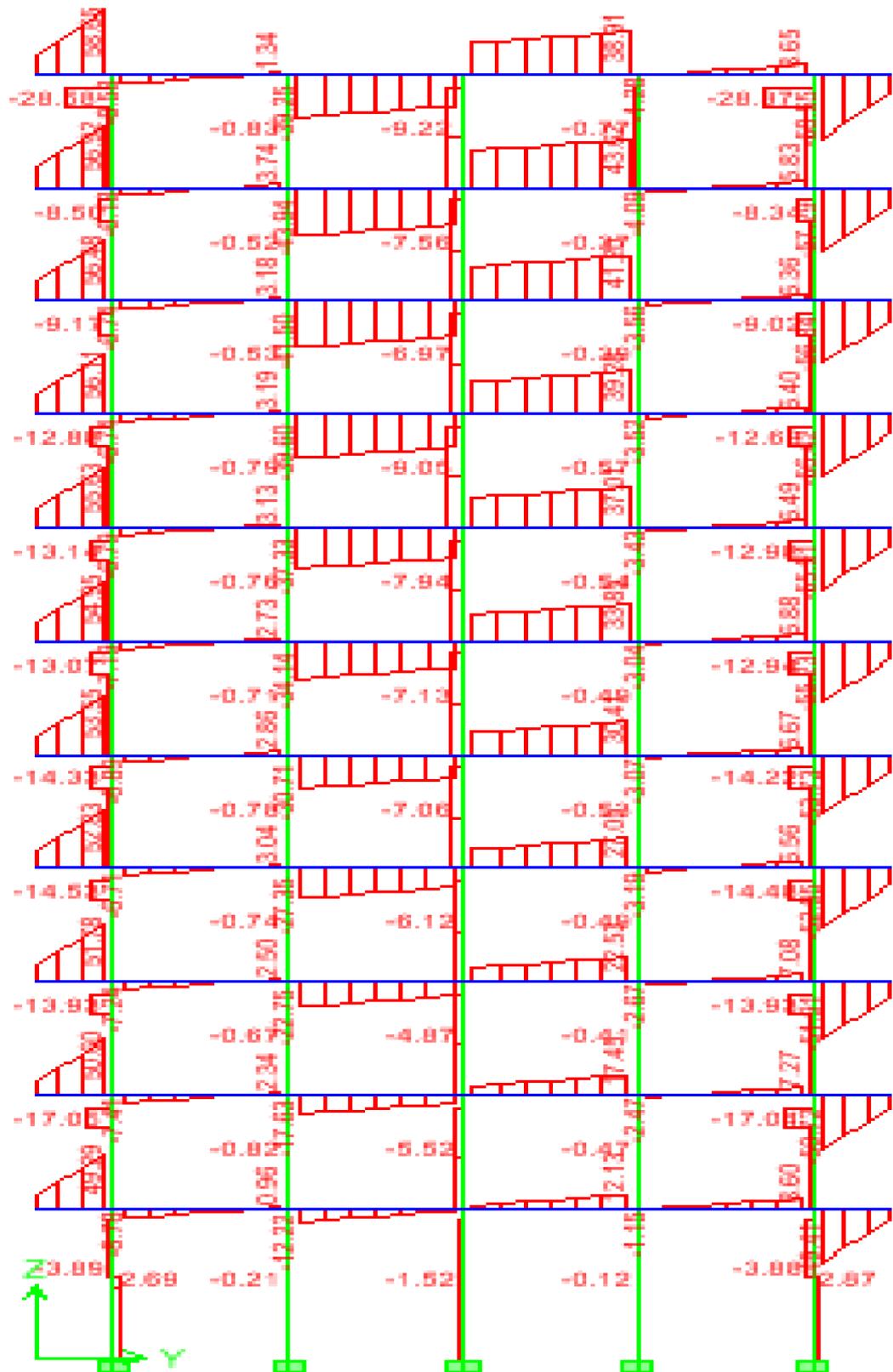


Diagramme des efforts tranchants (sens transversal) du portique 3-3
 Combinaisons ELU.

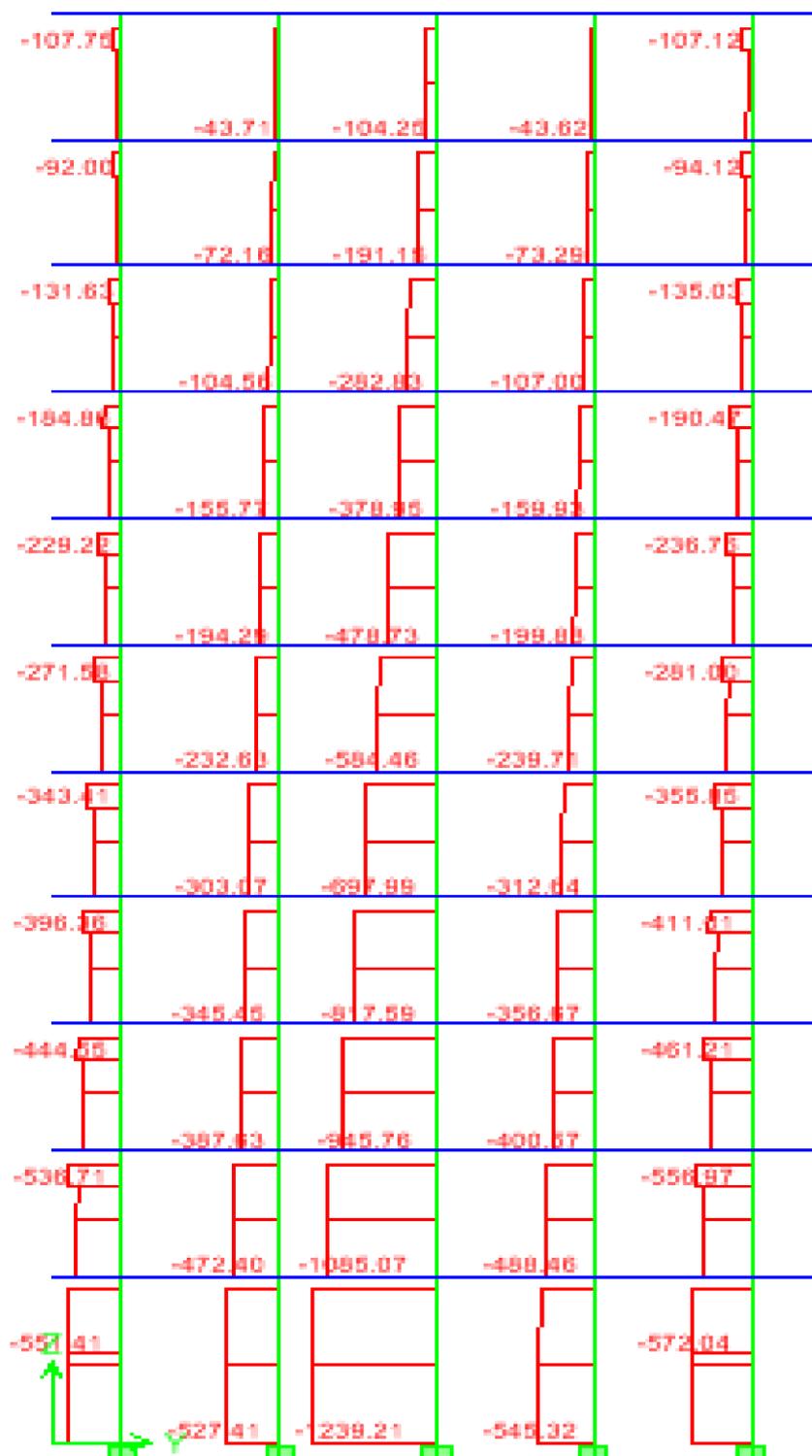


Diagramme des efforts normaux (sens transversal) du portique 3-3
 Combinaisons ELU

V-2.3 : Recommandation du RPA 2003 :**1) Les armatures longitudinales :**

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

- **Pourcentage minimal :**

- Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (35x40) $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$

Poteau (30x35) $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en **zone courante** sera de : 4 %(zone IIa)

Poteau (35x40) $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

Poteau (30x35) $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

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

Poteau (35x40) $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

Poteau (30x35) $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

2) Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

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

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ Où $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

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

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

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

suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

3) Calcul du ferrailage :

- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures soumis, soit à un effort de la traction ou à un effort de la compression, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} \geq N (d - c') - M_f \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire.}$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si « N » étant un effort de traction.}$$

○ **Détermination des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

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

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si : $\mu_f \leq 0,392$ \longrightarrow Section simplement armée ($A' = 0$)

• **Armatures fictives :**

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

• **Armatures réelles :**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (+) \text{ si } N : \text{ Effort de traction} \\ (-) \text{ si } N : \text{ Effort de compression} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f \geq 0.392$ \longrightarrow Section doublement armée ($A' \neq 0$)

1- **Armatures en flexion simple :**

$$A'_f = \frac{M_f}{(d - c') \sigma'_{st}}$$

$$A'_f = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_{st}} + A'_f \frac{\sigma'_{st}}{\sigma_{st}}$$

2- **Armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

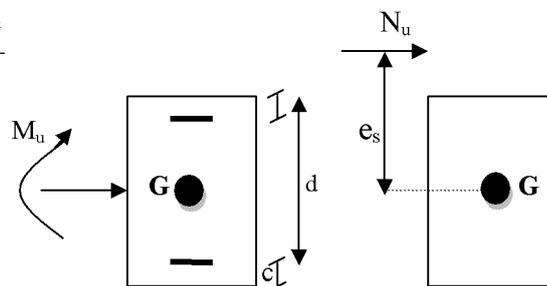


Figure VII -1 : Les moments exerçant sur les poteaux

○ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N : Effort de compression.

$$(0.337h - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} < N \times (d - c') - M_f \quad \Rightarrow \quad \text{Pour une section rectangulaire}$$

1^{er} cas :

Si :

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Section doublement armée (S.D.A).}$$

$$A_1 = \frac{M_f (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad \text{(Comprimée)}$$

$$A_s = \frac{N - (b \times h \times f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1 \quad \text{(Tendue)}$$

Avec :

N_c : Effort normal de compression.

A_1 : Armatures comprimées.

A_s : Armatures tendues

2^{eme} cas :

$$\text{Si : } N \times (d - c') - M_f \leq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A).}$$

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

- **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{\sigma_s (d - c')} \quad \text{Avec : } a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} - A_1$$

- **Compression pure (Centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0 \quad \text{(Excentricité nulle)}$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

❖ **Longueur de flambement :**

l_f : Dépend de la nature des appuis.

$l_f = 0.7 l_0$ (encastrement).

l_0 : Longueur libre.

❖ **Rayon de giration:**

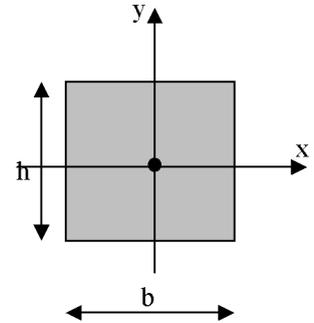
$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie : $\frac{b \times h^3}{12}$ (plan // au petit côté).

B : Section du poteau : $B = h \times b$

Dans notre cas les poteaux sont carrés ($b = h$) donc :

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12}$$



❖ **Calcul de l'élancement géométrique λ :**

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

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{L'état limite de stabilité de forme.}$$

❖ **Calcul des armatures:**

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation de l'aire obtenue en réduisant de la section droite du poteau 1cm de toute sa périphérie.

$$A_s = \max (A_{s1}; A_{s2})$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

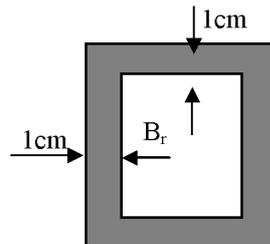


Figure V-2 : La section étudiée dans le poteau

- Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours « α » doit être divisé par 1.1
- Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

V-2 .4 : Vérifications à l'ELS :

- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée (SEC).
- Si $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

Avec :

M_{ser} : Moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : L'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue

$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right]; \quad V_2 = h - V_1$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène $I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A(V_1 - c)^2 + A'(V_2 - c')^2]$

On doit vérifier que :

○ **S.E.C :**

- Calcul des contraintes dans le béton :

$\sigma_b^1 = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa .$

$\sigma_b^2 = \frac{N_{ser}}{B_0} + M_{ser} \frac{V_2}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa .$

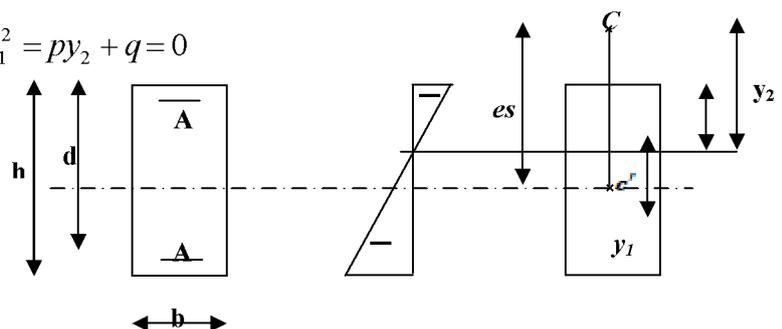
○ **S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre:

$y_1 = y_2 + c$

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante : $y_1^2 = py_2 + q = 0$

Avec : $p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90.A(d - c)}{b}$



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

Avec :

C : Centre de pression.

P,q : Coefficient données par les différentes sections.

y₁ : Distance entre l'axe neutre l'ELS et la fibre la plus comprimée.

C₁ : Distance entre le centre de pression l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \times (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y'_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad ; \quad y'_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) \quad ; \quad y'_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour y celle qui donne : $0 < y_{ser} < d$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Finally la contrainte de compression du béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y \times N_{ser}}{I} y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A \times (d - Y_{SER}) + A' \times (Y_{er} - c')^2 \right]$$

La section est effectivement partiellement comprimée si : $\sigma_s \geq 0$

V-2 .5: Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

NIV	comb	$N_{max}(t)$	$M_2(KN.m)$	$M_3(KN.m)$	$M_2^{max}(KN.m)$	$N_{cor}(t)$	$M_3^{max}(KN.m)$	$N_{corr}(KN)$
S-SOL (35×40)	ELU	1551.51	13.85	1.054	13.85	1551.51	8.486	836.6
	GQE	1186.8	10.40	0.079				
	0.8GE	836.6	6.976	8.846				
RDC (35×40)	ELU	1386.07	27.89	8.31	27.89	1386.07	18.24	1039.73
	GQE	1039.73	24.82	18.24				
	0.8GE	737.52	17.21	17.71				
1 ^{ème} étage (35X40)	ELU	1230.69	20.33	7.63	20.33	1230.69	19.79	905.42
	GQE	905.42	19.43	19.79				
	0.8GE	645.38	20.22	19.37				
2 ^{ème} étage (35x40)	ELU	1081.32	20.55	9.13	24.87	557.65	22.99	779.45
	GQE	779.45	19.86	22.99				
	0.8GE	557.65	24.87	22.47				
3 ^{ème} étage (30×35)	ELU	936.7	19.98	10.42	28.88	483.45	24.756	483.45
	GQE	660.93	19.65	22.99				
	0.8GE	483.45	28.88	24.756				
4 ^{ème} étage (30×35)	ELU	795.22	15.10	10.54	26.19	593.3	27.72	593.3
	GQE	593.3	26.19	27.72				
	0.8GE	412.03	22.69	25.9				
5 ^{ème} étage (30×35)	ELU	658.44	17.23	11.94	25.72	492.15	27.28	492.15
	GQE	492.15	25.60	27.28				
	0.8GE	342.87	25.72	26.6				
6 ^{ème} étage (30×35)	ELU	525.39	17.44	13.29	26.19	393.54	27.28	393.54
	GQE	393.54	26.19	27.28				
	0.8GE	342.87	25.71	26.6				
7 ^{ème} étage (30×30)	ELU	394.09	16	10.25	23.55	208.42	26.46	295.84
	GQE	295.84	23.41	26.46				
	0.8GE	208.42	23.55	25.82				
8 ^{ème} étage (30×30)	ELU	265.42	16.21	11.53	23.68	199.68	25.86	199.68
	GQE	199.68	23.53	25.86				
	0.8GE	142.51	23.68	25.21				
9 ^{ème} étage (30×30)	ELU	139.87	20.755	13.12	25.38	81.46	24.67	112.95

V.2.6 : Calcul du ferrailage des poteaux

1) Exemple de calcul

❖ Sens transversal (Selon le moment M_2) :

✚ RDC (35*40) :

$$N_{\max} = 1551.51 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 13.85 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 737.52 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\text{corr}} = 17.21 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1386.07 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad M_{\max} = 27.89 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.85}{1551.51} \times 10^2 = 0.89 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{ enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.89 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm}$$

- Le calcul de : $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

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

$$\text{Et : } d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

$$M_f = 13.85 + 1551.51 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.02\right) = 293.12 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.38 - 0.02) \times 1551.51 - 293.12 = 265.42 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 637.75 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 265.42 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 637.75 \text{ KN.m}$$

=> SEC

- Vérification de l'équation suivante:

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 357.84 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.33 - 0.02) \times 1551.51 - 293.12 = 187.84 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 187.84 \text{ KN.m} < 0.5h - c' \times b \times h \times f_{bc} = 357.84 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow SSA

- **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec:
$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1551.51(0.33 - 0.02) - 293.12}{0.35 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0.73$$

$$A_1 = \frac{1551.51 - 0.73 \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = 0.0028$$

$\Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2$ Et $A_s = 0 \text{ cm}^2$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

- ❖ **Sens longitudinal (Selon le moment M_3) :**

- ✚ **RDC (35*40) :**

$$N_{\max} = 1551.51 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 1.054 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = 737.52 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 17.71 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1039.73 \text{ KN} \Rightarrow M_{\max} = 18.24 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.054}{1551.51} \times 10^2 = 0.068 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{ enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.068 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 18 \text{ cm}$$

• **Le calcul de :** $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

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

$$\text{Et : } d = h - c = 0.4 - 0.02 = 0.38 \text{ m}$$

$$M_f = 1.054 + 1551.51 \times \left(\frac{0.4}{2} - 0.02\right) = 280.32 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.33 - 0.02) \times 1551.51 - 280.32 = 200.64 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.02) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 637.75 \text{ KN.m}$$

➡ $(d-c) \times N_u - M_f = 280.32 \text{ m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 637.75 \text{ KN.m}$
=> **SEC**

○ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5 \times h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.4 - 0.02) \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3 = 357.84 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.33 - 0.02) \times 1551.51 - 280.32 = 200.64 \text{ KN.m}$$

➡ $(d-c) \times N_u - M_f = 200.64 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 357.84 \text{ KN.m}$
=> **SSA**

• **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1551.51(0.33 - 0.02) - 280.32}{0.35 \times 0.4^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.4}} = 0.755$$

$$A_1 = \frac{1551.50 - 0.755 \times 0.35 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{34.8 \times 10^3} = 0.0014$$

→ $A_1 = 0 \text{ cm}^2$ Et $A_s = 0 \text{ cm}^2$

On suit les mêmes étapes avec le reste des sections

Remarque :

D'après le calcul des armatures dans les deux sens on a trouvée que $A_1 = A_s = 0$ donc on conclut que c'est la section du RPA qui passe

La section du RPA est donnée par la formule suivante: $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$

Ferraillages des éléments structuraux

2 :

	M (KN,m)	e (cm)	(h/2)-c	M _r (KN,m)	Nature	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (As)	Section adopté (cm ²)
1	13.85	0.89	18.00	293.12	SEC	SSA	0.00	0.00	11.2	4HA14+4HA14	12.30
	6.97	0.83	18.00	157.55	SEC	SSA	0.00	0.00			
	13.85	0.89	18.00	293.12	SEC	SSA	0.00	0.00			
7	27.89	2.01	18.00	277.38	SEC	SSA	0.00	0.00	11.2	4HA14+4HA14	12.30
	17.21	2.33	18.00	149.96	SEC	SSA	0.00	0.00			
7	27.89	2.01	18.00	277.38	SEC	SSA	0.00	0.00			
	15.10	1.89	15.50	138.35	SEC	SSA	0.00	0.00	8.4	4HA12+4HA12	9.04
	26.32	9.55	15.50	69.00	SEC	SSA	0.00	0.00			
	26.19	6.65	15.50	87.18	SEC	SSA	0.00	0.00			
	16.00	4.05	13.00	67.23	SEC	SSA	0.00	0.00	7.20	4HA12+4HA12	9.04
	25.38	31.15	13.00	35.96	SPC	SSA	0.00	1.58			
	25.38	31.15	13.00	35.96	SPC	SSA	0.00	1.58			

V.2.7 : Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1) Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm$

Avec : Φ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

2) Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

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

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

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

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : Φ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

3) Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA 2003)

- ❖ **Pour les HA14 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

- ❖ **Pour les HA12 :**

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

4) La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\Phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \Psi_s^2 f_{t28}}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Φ : Diamètre maximale des armatures.

- Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

- Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$

5) Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

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

Pour le cas le plus défavorable : S-SOL = 4.08 m

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.35} = 8.16$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 8.16 > 5 \Rightarrow \rho = 2.5$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.575 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

6) Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA 2003)

○ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: $\tau_b \leq \tau_{bu}$

Selon **RPA99** : $\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 8.16 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$$

$$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

○ Armatures transversales et vérification au cisaillement : (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

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

✚ Pour les poteaux du S-SOL (35x40) :

• Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 3.63 \times 1000}{400 \times 400} \times 10^{-1} \times 10 = 0.056 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.63 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.33} = 0.027 \text{ MPa}$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h_e (cm)	ρ_b	A_t (cm ²)	A_{ad}	S_t	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
I	3.63	8.16	2.5	40	0.075	0.056	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone nodale : $S_t = 10$ cm	0.027	1.875	Vérifiée
II III-IV-	12.56	6.2	2.5	40	0.075	0.196			0.095	1.875	Vérifiée
V-VI- VII-VIII	10.81	7.23	2.5	35	0.075	0.193			0.11	1.875	Vérifiée
IX-X-XI	14.87	7.23	2.5	30	0.075	0.309			0.177	1.875	Vérifiée

• Zone courante $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 16.20 \times 1000}{400 \times 400} \times 10^{-1} \times 15 = 0.380 \text{ cm}$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	h_e (cm)	ρ_b	A_t (cm ²)	A_{ad}	S_t	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	Observation
I	3.63	8.16	2.5	40	0.075	0.084	4HA8 = 2.01 cm ²	Zone courante : $S_t = 15$ cm	0.027	1.875	Vérifiée
II III-IV-	12.56	6.2	2.5	40	0.075	0.294			0.095	1.875	Vérifiée
V-VI- VII-VIII	10.81	7.23	2.5	35	0.075	0.29			0.11	1.875	Vérifiée
IX-X-XI	14.87	7.23	2.5	30	0.075	0.4635			0.177	1.875	Vérifiée

Ferraillages des éléments structuraux

à l'ELS:

	M_s (KN.m)	e (cm)	$h/6$ (cm)	Nature	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
7	9.96	0.88	6.67	SEC	8.5	5.8	125.7	89.2	15	348	vérifiée
17	9.96	0.88	6.67	SEC	8.5	5.8	125.7	89.2	15	348	vérifiée
17	9.96	0.88	6.67	SEC	8.5	5.8	125.7	89.2	15	348	vérifiée
54	20.06	1.98	6.67	SEC	8.5	4.3	124.9	67.9	15	348	vérifiée
54	20.06	1.98	6.67	SEC	8.5	4.3	124.9	67.9	15	348	vérifiée
54	20.06	1.98	6.67	SEC	8.5	4.3	124.9	67.9	15	348	vérifiée
99	10.87	1.87	5.84	SEC	6.3	3.5	91.5	55.3	15	348	vérifiée
42	12.56	3.27	5.84	SEC	4.8	1.7	69.4	27.6	15	348	vérifiée
42	12.56	3.27	5.84	SEC	4.8	1.7	69.4	27.6	15	348	vérifiée
77	11.52	4	5.00	SEC	4.7	0.9	66.5	16.8	15	348	vérifiée
52	14.96	14.57	5.00	SPC	4	0	52.6	0	15	348	vérifiée
52	14.96	14.57	5.00	SPC	4	0	52.6	0	15	348	vérifiée

Ferraillages des éléments structuraux

	M_s (KN.m)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	σ_{bsup} (MPa)	σ_{binf} (MPa)	σ_{ssup} (MPa)	σ_{sinf} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
7	4.79	0.42	6.67	SEC	8.1	6.2	119.9	94.6	15	348	vérifiée
17	4.79	0.42	6.67	SEC	8.1	6.2	119.9	94.6	15	348	vérifiée
17	4.79	0.42	6.67	SEC	8.1	6.2	119.9	94.6	15	348	vérifiée
54	6.06	0.6	6.67	SEC	7.4	5.4	109.1	82.6	15	348	vérifiée
54	6.06	0.6	6.67	SEC	7.4	5.4	109.1	82.6	15	348	vérifiée
54	6.06	0.6	6.67	SEC	7.4	5.4	109.1	82.6	15	348	vérifiée
99	7.69	1.32	5.84	SEC	5.9	3.9	86.2	60.2	15	348	vérifiée
42	9.71	2.53	5.84	SEC	4.4	2	64.7	32.4	15	348	vérifiée
42	9.71	2.53	5.84	SEC	4.4	2	64.7	32.4	15	348	vérifiée
77	7.49	2.6	5.00	SEC	4	1.5	57.8	25.5	15	348	vérifiée
52	9.59	9.34	5.00	SPC	2.7	0	36.8	0	15	348	vérifiée
52	9.59	9.34	5.00	SPC	2.7	0	36.8	0	15	348	vérifiée

V-1) ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU.....1,35G+1,5Q
- ELS.....G + Q
- RPA 2003.....G+Q±E
0,8G± E

V-1-1) Recommandation de RPA pour le ferrailage des poutres :**a) Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1):**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$$

- Poutres principales de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

-Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

-Poutres principales de (30x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires de (30x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

- La longueur de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- 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.

b) Armatures transversales (Art-7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.
- Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive :

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

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

V-1-2) Calcul de ferrillage :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

- **Calcul du moment réduit :**

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

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$ (situation durable).

Si: $\mu < \mu_l = 0,392$ ➡ La Section est simplement armée (SSA).

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

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

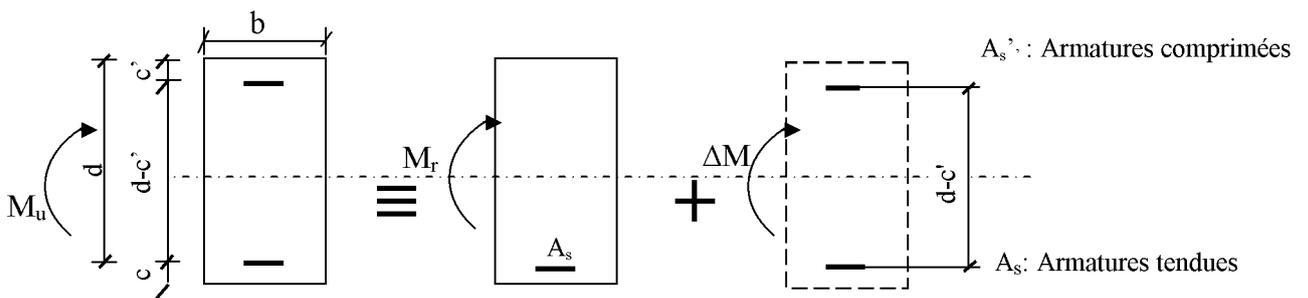


Fig V-1 : section rectangulaire doublement armée.

Remarque :

Le Ferrillage des poutres principales et secondaires est le même pour tout les niveaux.

Le calcul des section et le chois des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

Poutre principales (30x35) :

	M_u (max) (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{S\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{S\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferrillage
Travée	53.525	0.116	SSA	0.938	5.25	4.96	6,78	3HA12+3HA12
appui	89.308	0.192	SSA	0.892	5.25	8.71	9.24	3HA14+3HA14

Tableau V.1: ferrillage des poutres principales.

✚ **poutre secondaire (30x35) :**

	M_u (max) (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s\text{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s\text{adoptée}}$ (cm^2)	Ferrailage
Travée	43.144	0.092	SSA	0.952	5.25	3.94	4.62	3HA14
appui	58.738	0.126	SSA	0.932	5.25	5.487	5.65	3HA12+2HA12

Tableau V.2: ferrailage des poutres secondaire.

VII-1-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} bd$$

- Pour les poutres longitudinales (30x35) : $A_{min}=1,195cm^2$.
- Pour les poutres transversales (30x35) : $A_{min}=1.195 cm^2$.

$$A_{min} < A_s \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

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

$$\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

"Pour les poutres longitudinales $\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{96.93 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.98 MPa$

"Pour les poutres transversales $\tau_{uj} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{96.93 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.98 MPa$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 MPa \right\} = 3,33 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{(Condition vérifiée).}$$

C) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

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

- Pour les poutres longitudinales et transversales :

$$T_u = 96.93 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 630 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

d) Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/BAEL91) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- Pour les poutres longitudinales et transversales :

$$96.93 - \frac{89.308}{0,9 \times 0,33} = -203.77 < 0$$

\implies Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

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

- Pour les poutres longitudinales et transversales :

$$\tau_{se} = \frac{96.93 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 824.652} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

f) Calcul des ancrages des barres :

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

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

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1, 21.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$.

g) Calcul les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

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

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

é

h) détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

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

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(45,83 ; 30 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

✚ Remarque :

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

i) calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

• **En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right)$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t = 8 \text{ cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t = 8 \text{ cm}$.

- **En zone courante (travée) :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

- Pour les poutres longitudinales : $S_t = 18 \text{ cm}$.
- Pour les poutres transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$.

J) Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

✓ Zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,72 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Zone courante:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 18 \times 30 = 1,62 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

V-1-4) Vérification à l'ELS :

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de compression du béton :**

la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\overline{\sigma}_{bc}$.

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

$$\text{avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

On déduit les valeurs de β_1 et K à partir des tableaux.

$$\text{La contrainte dans l'acier est } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

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

1) Vérification du ferrillage des poutres principales :

	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travée	18.488	6.03	0.580	0.887	29.25	104.74	3.58	15	vérifiée
appui	32.068	6,03	0.580	0.887	29.25	181.68	6.21	15	vérifiée

Tableau V.3. :verification du ferrillage des poutres principales à l'ELS

	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travée	11.964	6.03	0.580	0.887	29.25	66.46	2.30	15	vérifiée
appui	17.336	6.03	0.580	0.887	29.25	96.30	3.29	15	vérifiée

Tableau V.4. :verification du ferrillage des poutre secondaire à l'ELS

❖ Etat limite de déformation :

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

• Calcul de la flèche :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Selon le Sens (xx) : $f_{max} = 0,458\text{cm}$

Selon le Sens (yy) : $f_{max} = 0,392\text{cm}$

Valeurs limites de la flèche :

Pour $L \leq 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$f = 0,458 \leq \bar{f} = \frac{L_x}{500} = \frac{400}{500} = 0,8$$

$$f = 0,392 \leq \bar{f} = \frac{L_y}{500} = \frac{310}{500} = 0,62$$

✚ Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée

VII) Ferrailage des voiles :**3.1) Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

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

Zone I ⇒ S-Sol, RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage.

Zone II ⇒ du 3^{ème} et 6^{ème} étage

Zone III ⇒ du 7^{ème} et 9^{ème} étage

Combinaisons d'action :

Selon le règlement parasismique Algérienne (ARP 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivant :

BAEL 91/modifié 99 :

EUL :1.35G +1.5Q

ETS : G + Q

RPA99/ modifié2003

0.8G +E

G + Q + E

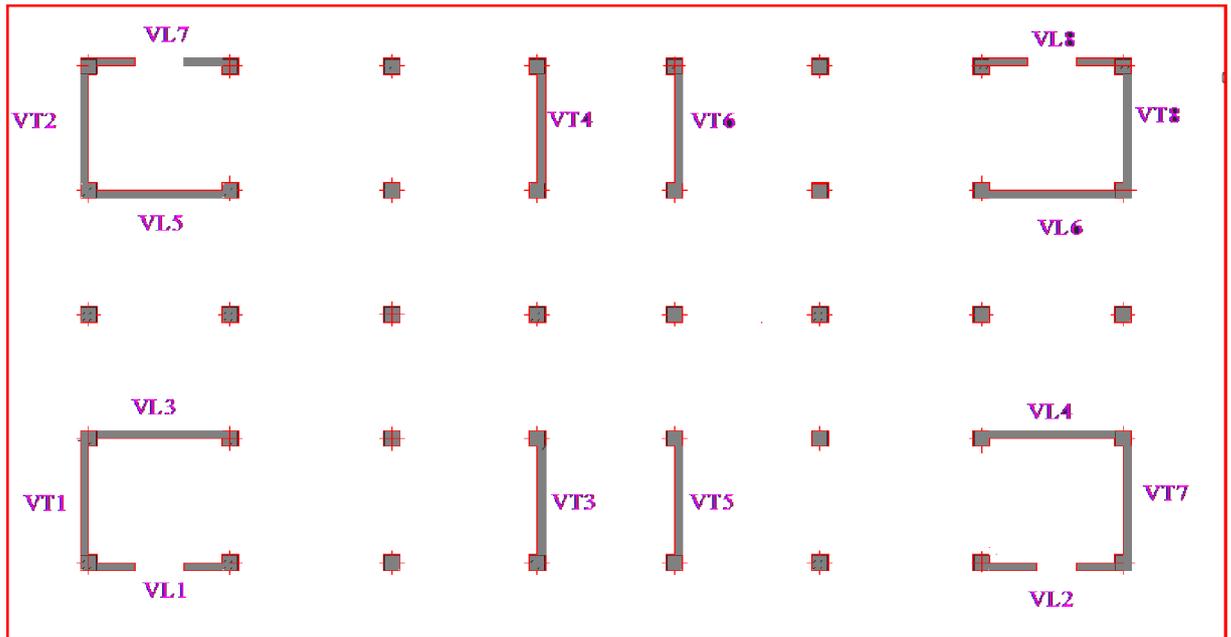


Figure VII 1 :la disposition des voiles dans I4ETABS.

• **Ferraillage des trumeaux :**

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

3.2) Exposé de la méthode :

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

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton
I : moment d'inertie du trumeau

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

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

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

Avec :
h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
L_c : la longueur de la zone comprimée

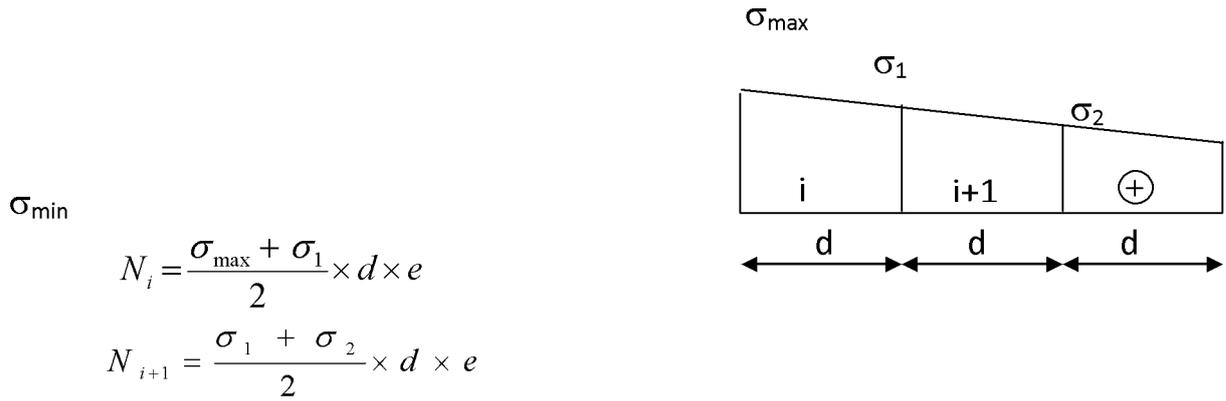
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée : max



σ_{\min}

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

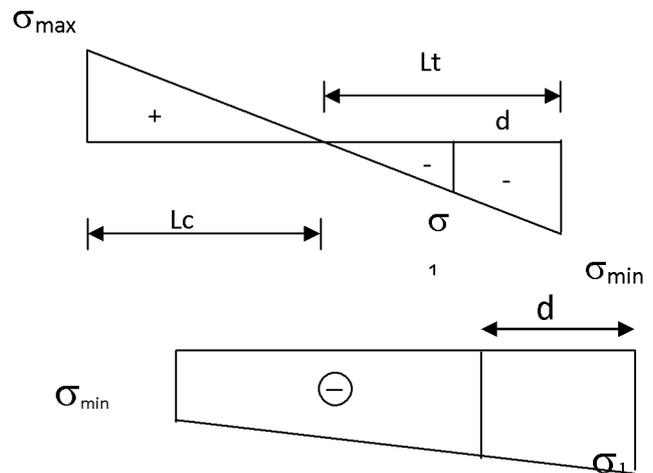
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e (épaisseur du voile).

• **Section partiellement comprimée :**

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

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



• **Section entièrement tendue :**

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

3.3) Détermination des armatures :

σ_{\max}

a) **Armatures verticales :**

▪ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$.

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

σ_{s1} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

- **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

Donc : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,002B\right)$

- **Section entièrement tendue :**

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

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = $\frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,002 \times B\right)$$

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures : (RPA 99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

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

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

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

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement :

D'après **(RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

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

h) Diamètre minimal : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

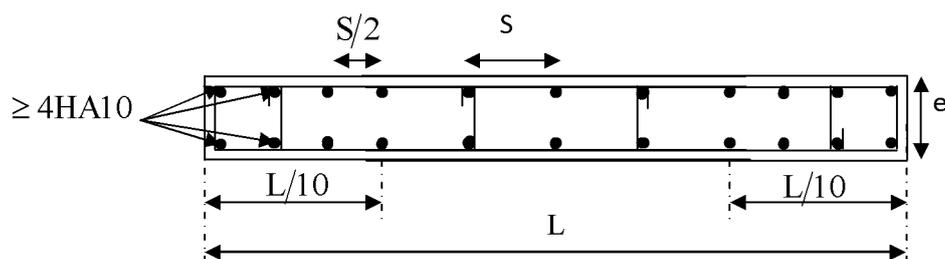


Figure V2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

3.4) Vérification à L'ELS :

Pour cette étape, il considère :

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

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

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.
 B : Section du béton
 A : Section d'armatures adoptée

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

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

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

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

•D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

b) Exemple de calcul :

b.1) Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile L = 3.50m de la zone I :

L = 3.5 m , e = 0,2 m

$\sigma_{max} = 1199.79 KN / m^2$

$\sigma_{min} = - 5993.58 KN / m^2$

⇒ La section est partiellement comprimée :

$L_c = \frac{1199.79}{1199.79 + 5993.58} \cdot 3.5 = 0.58m$

$L_t = L - L_c = 3.5 - 0.58 = 2.9 m$

$d \leq \min(2.04 ; 0.38)$

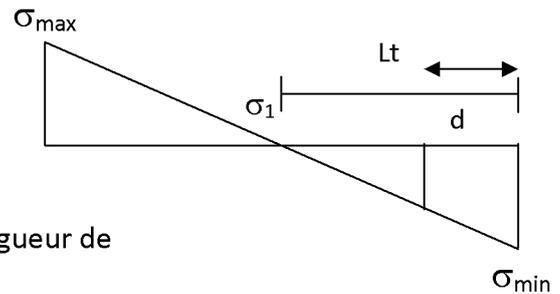
⇒ d = 0.38 m

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de

On prend :

(d1=0.38 m)

(d2 = 2.52m)



○ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- Zone courante : $St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$. Soit : $St = 20 \text{ cm}$.
- Zone d'appuis : $Sa = St / 2 = 10 \text{ cm}$ Soit : $Sa = 10 \text{ cm}$.

● **Détermination des armatures :**

Armature verticales :

1^{ère} bande : d1=0.38

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{max}}{L_t} = \frac{(2.9 - 0.38) \times 1199.79}{2.9} = 1042.57 KN/m^2$

$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1199.79 + 1042.57}{2} \times 0.38 \times 0.2 = 85.2 KN$

$A_{v1} = \frac{N_1}{\delta_{s2}}$

$A_{v1} = \frac{85.2 \times 10}{400} = 2.13 \text{ cm}^2$

Section minimale :

$A_{min} = \max\left(0.5\% d \cdot e, \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$

$= \max(3.8 \text{ cm}^2, 0.91 \text{ cm}^2)$

$A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2$

2^{ième} bande : d2=2.52 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1042.57}{2} \times 2.52 \times 0.2 = 262.72 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\delta_{s2}}$$

$$A_{v2} = \frac{262.72 \times 10}{400} = 6.56 \text{cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left(0.5\% d \cdot e, \frac{0.23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (25 \text{cm}^2, 6.08 \text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 25 \text{cm}^2$$

Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times 1.4 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 284.49 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 10.95 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.86 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.30 \text{cm}^2$$

Le voile est. symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

1^{ère} bonde : 10HA12 = 22.62/d1 soit : 5HA12 /nappe avec espacement de 8 cm²

2^{ième} bonde : 20HA8 = 10.04/d2 soit : 10HA8 /nappe avec espacement de 25 cm²

b.2) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 5.56 \text{cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% \cdot B \right\} = 5.56 \text{cm}^2$

Soit : 5 HA10 = 3.92 cm²/ml

avec : St = 20cm

b.3) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8/ m²

b.4) Armature de potelets:

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieur a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

b.5) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 99 :(Art 7.2.2/RPA 99 Version 2003) :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{284.49 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 284.49 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

b.6) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A}$$

$$\sigma_b = 3.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1 ,VL2,VL7 ,VL8)

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1.15	1.15	1.15	
	e (m)	0.20	0.2	0.2	
	B (m²)	0.23	0.23	0.23	
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	1202.28	1157.98	826.67	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-6276.31	-5261.84	-5646.83	
	σ_1 (KN/ m ²)	1055.33	1002.78	752.26	
	V_u (KN)	175.34	144.23	144.7	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L_t (m)	0.9	0.94	1.00	
	L_c (m)	0.18	0.2	0.14	
	d₁(m)	0.11	0.13	0.09	
	d₂(m)	2.79	0.81	0.91	
Ferrailages	N (KN)	N₁	24.83	28.05	14.21
		N₂	83.37	80.82	68.45
	A_v (cm²)	A₁	0.62	0.7	0.35
		A₂	2.08	2.02	1.71
	A_{vj} (cm²)	6.75	5.56	5.57	
	A_{v1} min(cm²)	0.26	0.31	0.21	
	A_{v2} min(cm²)	1.90	1.95	2.19	
	A₁= A_{v1}+ A_{vj}	2.30	2.09	1.74	
	A₂= A_{v2}+ A_{vj}	3.77	3.41	3.10	
	A₁ adopté /bande(cm²)	2x3HA8	2x3HA8	2x3HA8=	
	St (cm)	6	6	6	
	A₂ adopté /bande(cm²)	2x10HA6	2x10HA6	2x10HA6	
	St (cm)	9	9	9	
	A_H (cm²)	10.8	10.8	10.8	
	A_H adopté /bande	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	
	St (cm)	20	20	20	
A_t (cm²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.84	0.69	0.69
		τ_b (MPa)	1.18	0.97	0.97
	ELS	N_s (KN)	754.31	433.21	629.62
		σ_b (MPa)	2.77	1.59	2.31

Ferrailage des voiles longitudinaux (VL3 ,VL4,VL5 ,VL6) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.50	3.5	3.5	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.70	0.70	0.70	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	1199.79	1110.65	607.22	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-5993.58	-3511.07	-4471.75	
	σ_1 (KN/ m ²)	1042.57	897.06	553.98	
	V _u (KN)	284.49	208.6	270.69	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.9	2.6	3.08	
	L _c (m)	0.58	0.8	0.41	
	d ₁ (m)	0.38	0.5	0.27	
	d ₂ (m)	2.52	2.1	2.81	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	85.2	100.38	31.35
		N ₂	262.72	184.82	155.67
	A _v (cm ²)	A ₁	2.13	2.50	0.78
		A ₂	6.56	4.70	3.89
	A _{vj} (cm ²)	10.95	8.03	10.42	
	A _{v1} min(cm ²)	0.91	1.20	0.65	
	A _{v2} min(cm ²)	6.08	5.07	6.78	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj}	4.80	4.51	3.38	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj}	9.30	6.71	6.49	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2x5HA8	2x5HA8	2x5HA8	
	St (cm)	10	10	10	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	2x10HA8	2x10HA8	2x9HA8	
	St (cm)	28	28	28	
	A _H (cm ²)	10.5	10.5	10.5	
	A _H adopté (cm ²)	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	
	St (cm)	20	20	20	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.45	0.42	0.42
		τ_b (MPa)	0.63	0.	0.60
	ELS	N _s (KN)	2725.36	2305.03	2305.03
		σ_b (MPa)	3.67	3.10	3.10

Ferrailage des voiles transversaux (VT1..... VT8) :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.1	3.1	3.1	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.62	0.62	0.62	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	687.22	404.49	132.82	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-6797.74	-4323.16	-5404.72	
	σ_1 (KN/ m ²)	662.67	390.04	131.06	
	V _u (KN)	348.24	263.74	335.14	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _t (m)	2.80	2.80	3.02	
	L _c (m)	0.28	0.20	0.07	
	d ₁ (m)	0.10	0.10	0.4	
	d ₂ (m)	2.70	2.70	2.98	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	13.49	7.94	1.05
		N ₂	178.92	105.31	39.05
	A _v (cm ²)	A ₁	0.33	0.19	0.02
		A ₂	4.47	2.63	0.97
	A _{vj} (cm ²)	13.4	10.15	12.9	
	A _{v1} min(cm ²)	0.24	0.24	0.09	
	A _{v2} min(cm ²)	6.52	6.52	7.19	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj}	3.68	2.73	3.25	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj}	7.82	5.17	4.20	
	A ₁ adopté /bande	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	
	St (cm)	16	16	16	
	A ₂ adopté /bande	2x9HA8	2x9HA8	2x9HA8	
	St (cm)	30	30	30	
	A _H (cm ²)	5.1	5.1	5.1	
	A _H adopté /bande	2x5HA8	2x5HA8	2x5HA8	
	St (cm)	20	20	20	
A _t (cm ²)	4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.62	0.47	0.60
		τ_b (MPa)	0.87	0.66	0.84
	ELS	N _s (KN)	3220.71	1613.65	2268.76
		σ_b (MPa)	4.86	2.43	3.42

3.5. Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastées à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats seront donnés directement par le fichier résultat

1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront donnés dans le fichier résultat

2) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :**a) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{CALCUL}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) Ferrailage des linteaux :

premier cas: $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

❖ Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

ou : h : est la hauteur totale du linteau

$$A_l = \frac{M}{z \times f_c}$$

avec : $z = h - 2d'$

ou : h est la hauteur totale du linteau et d est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4V_u$).

❖ **Aciers transversaux :**

• **Premier sous cas :**

Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{L}{h} > 1$)

$$\text{avec : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Ou : S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée de linteau

• **Deuxième sous cas :**

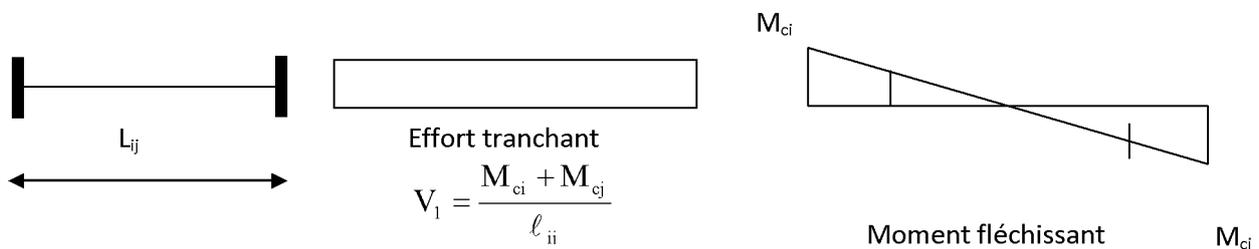
Linteaux longs ($\lambda_s = \frac{L}{h} \leq 1$) avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1, V_2)$

ou : $V_1 = 2 V_{u \text{ calcul}}$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée

l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$.



Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ($M ; N$) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).

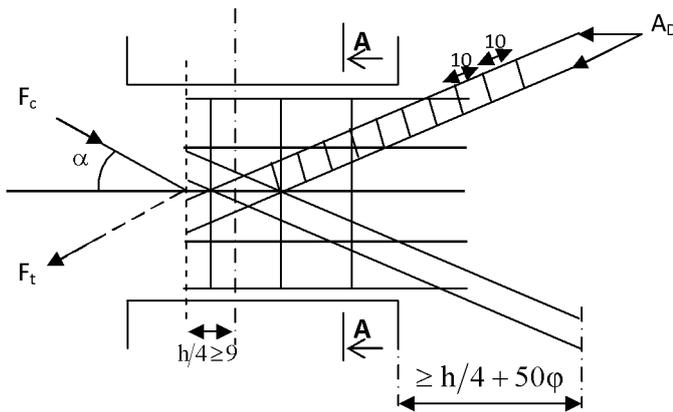
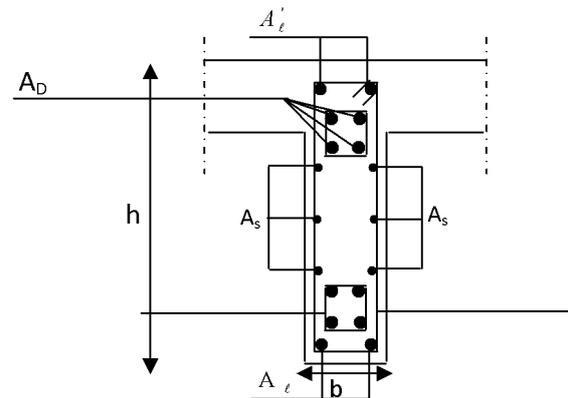


Schéma de ferrailage du linteau



Coupe A-A

c) Ferrailage minimal :

- **Armatures longitudinales :**

$$A_t, A'_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

- **Armatures de diagonales :**

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

- **Armature de peau :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou' (A_c , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale à 0,20% de la section verticale du linteau, $A_c = 0,20\%b$

d) Exemple de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau de s-sol (zone I):

$$h = 1,12\text{m}$$

$$L = 1,20\text{m}$$

$$e = 20\text{cm}$$

Done le calcul du ferrailage de linteau, l'effort tranchant par logiciel (ETABS) V_u doit être majoré de 1.4.

$$\text{Soit : } V = 1.4 \cdot V_u$$

$$V = 1.4 \times 287.07 = 401.91\text{KN}$$

3.6 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ avec : } V = 1,4 \times V_U \text{ calcule Avec } d=0,9 h$$

$$\tau_b = \frac{401,91 \times 10^3}{0,20 \times 0,9 \times 1,12 \times 10^6} = 1,99 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures longitudinales ($A_l=A'_l$) :

$$\tau_b = 1,99 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}, \text{ donc le ferrailage minimal qui sera adopté}$$

➤ RPA 2003 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0,15\% \times 20 \times 112 = 3,36 \text{ cm}^2$$

➤ BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e \times (h - c') = 0,23 \times \frac{2,1 \times 20 \times (112 - 3)}{400} = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A'_l = 3,36 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}16 = 4,02 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

$$\tau_b = 1,99 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{112}{4} = 28 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \times b \times S_t = 0,0025 \times 25 \times 20 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,25 \text{ cm}^2, \text{ soit } \rightarrow 1\text{HA}14 = 1,54 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures diagonales :

$$\tau = 1,99 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}, \text{ donc il sont nécessaires.}$$

$$A_D = \frac{V = V_{calcul}}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{112 - 2 \times 3}{120} = 0,88 \Rightarrow \alpha = 41,45^\circ$$

$$A_D = \frac{401,91 \times 10}{2 \times 400 \times \sin 41,45} = 7,84 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 7,84 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Avec un cadre de $\phi 8$ chaque 10 cm.

❖ Armatures de peau :

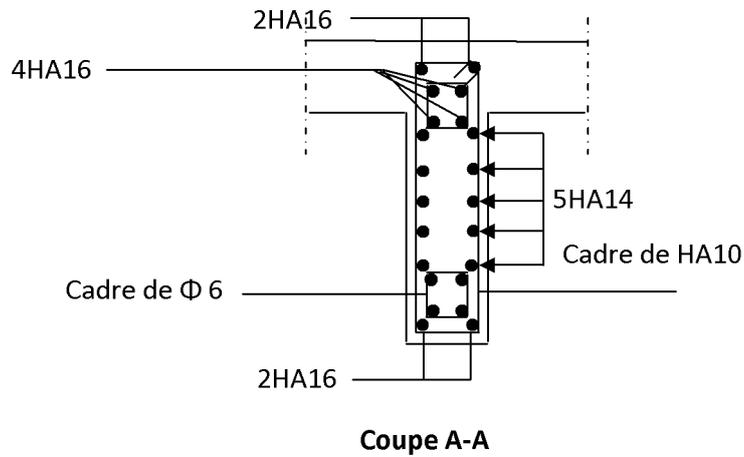
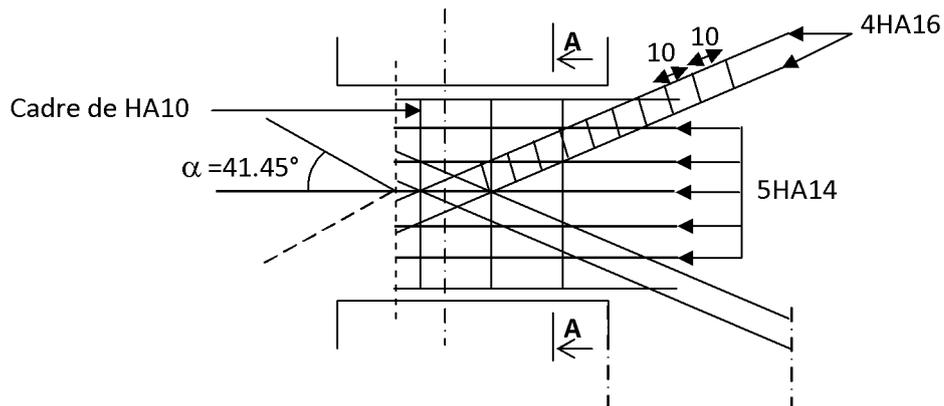
$$A_c \geq 0,002 \times e \times h = 0,002 \times 25 \times 112 = 4,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } 5\text{HA}14 \Rightarrow A_c = 6,69 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur d'ancrage :

$$L_d = \frac{h}{4} + 50\varphi = 28 + 50 \times 1 = 78\text{cm}$$

Plan de ferrailage des linteaux :



Ferraillage de linteau de l'exemple de calcul.

❖ Tableau récapitulatif de Ferrailage des linteaux :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	h (m)	1,12	0,66	0,66
	L(m)	1,20	1,20	1,20
	e (cm)	0,20	0,20	0,20
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5	5	5
	τ_b (MPa)	1,99	3,27	3,00
	V_u (KN)	287,07	278,12	255,25
	$A_t = A_t'$ (cm ²)	3,63	1,98	1,98
	Choix des barres	2HA16	2HA12	2HA12
	S_t (cm)	14	14	14
	A_t (cm ²)	1,25	0,75	0,75
	Choix des barres	1HA14	1HA10	1HA10
	S_t (cm)	25	15	15
	A_D (cm ²)	7,84	7,77	7,13
	Choix des barres	4HA16	4HA16	4HA16
	A_c (cm ²)	4,48	2,64	2,64
	Choix des barres	5HA10	4HA10	4HA10

VI- 1. Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

○ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

○ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI-2) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

a) Choix du type de fondation:

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol ;

On optera pour des fondations superficielles

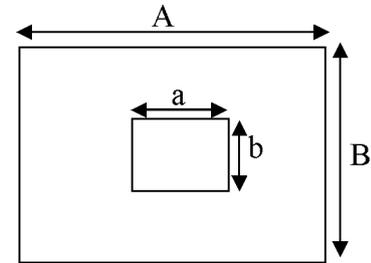
VI.3.Fondation :**VI.3.1 Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tout les poteau du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 1130,86 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,38 \text{ m}$$

✚ Remarque :

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, alors il nous optons pour des semelles filantes.

VI.3.2 semelles filantes :**a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N_s , données par la condition la plus défavorable.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

- Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI-1) la surface des voiles longitudinaux :

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
VL1	383.49	3.50	0.54	1,89
VL2	383.94	3.50	0.55	1.92
VL3	2354.48	3.50	3.36	11.76
VL4	2725.44	3.50	3.89	13.61
VL5	2435.62	3.50	3.47	12.14
VL6	2723.88	3.50	3.89	13.61
VL7	400.59	3.50	0.57	1.99
VL8	384.23	3.50	0.55	1.92
SOMME				58.84

Tableau VI-2) la surface des voiles transversaux

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S ₁ = B x L [m ²]
VL1	3219.8	3.10	5.19	16,08
VL2	1780.2	3.10	2.87	8.89
VL3	2629.01	3.10	4.22	13.08
VL4	2630	3.10	4.24	13.14
VL5	2628.92	3.10	4.24	13.11
VL6	2629.21	3.10	4.23	13.08
VL7	1711.79	3.10	2.76	8.55
VL8	1712.52	3.10	2.76	8.55
SOMME				94.48

La surface des semelles filantes sous voiles est : $A_{sv} = S_1 + S_2 = 153,32 \text{ m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :○ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

○ **Etape de calcul :**

1-Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2-Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6} \quad \text{Avec } L \text{ est la distance entre nus des poteaux}$$

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

Tableau VI .3 : Surface de semelles filantes sous poteaux (sens longitudinal)

Poteaux	$N_s=G+Q(KN)$	$e_i(m)$	$N.e_i(KN.m)$	$M_i(KN.m)$
1	761.11	12.8	9742.21	0.028
2	902.36	9.3	8391.95	-1.49
3	1130.86	5.3	5993.56	0.88
4	925.16	1.7	1572.77	0.65
5	925.16	-1.7	-1572.77	-0.65
6	1130.86	-5.3	-5993.56	-0.88
7	902.36	-9.3	-8391.95	1.49
8	761.11	-12.8	-9742.21	-0.028
Σ	7438.98	/	0	0

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\Sigma N_s = 7438.98 \text{ KN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\Sigma (N_s e_i) + \Sigma M_i}{\Sigma N_s} = 0 \text{ m}$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0 < \frac{L}{6} = \frac{25,6}{6} = 4.26 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{Répartition trapezoidale}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{7438.98}{25.6} = 290.58 \text{ KN/m}$$

4- détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{290.58}{200} = 1,45 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S = B \times L = 1,5 \times 25.6 = 38.4 \text{ m}^2$$

$$A_{sp} = S \times 5 = 192 \text{ m}^2$$

✚ Remarque :

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$A_{\text{semelles}} = 192 + 153.32 = 345.32 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{bat}} = 317.44 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{A_{\text{semelles}}}{A_{\text{batiment}}} = \frac{345.32}{317.44} = 1.08$$

✚ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise pour les deux surfaces, on adopte choix d'un radier général.

VI.4. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en sous plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :

VI 4.1.1. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

VI.4.1.2. Selon la condition forfaitaire :

○ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : h est l'épaisseur du radier et L_{\max} est la distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 400\text{m} \Rightarrow 50\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

a. La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

b. La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_i égale à :

$$h \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

on opte pour la hauteur de la nervure $h_n=70\text{cm}$

$$\text{la largeur de la nervure} \quad 0.4h \leq h \leq 0.7h$$

on prend $b=45 \text{ cm}$

- condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec : L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ; $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h_t :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{K}{E}}$$

Avec : I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$)

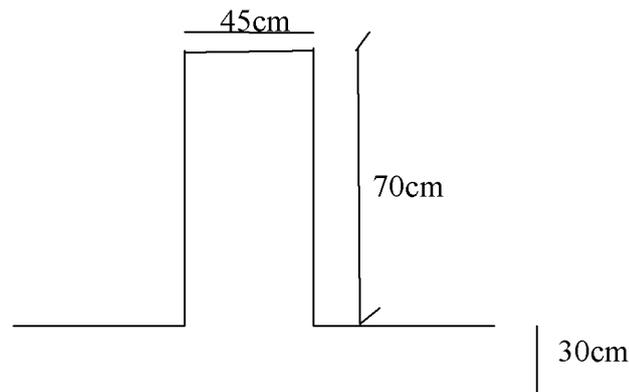
E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{3,14}\right)^4 \times \frac{40}{10818,86}} = 0,54 \text{ m}$$

- **Commentaire:**

- ✚ Hauteur de la nervure: $h_n = 70 \text{ cm}$
- ✚ Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$
- ✚ Largeur de la nervure : $bn = 45 \text{ cm}$



dans les deux sens (longitudinal et transversal), ceci nous permettra de :

- limiter la contrainte des aciers (fissuration préjudiciable).
- protéger les aciers contre les eaux aquifères dues au contact direct du radier avec la couche d'assise (enrobage minimum 3cm).
- permettre une rapidité d'exécution, une facilité de ferrailage et de coffrage

VI.5. Détermination des efforts :

- **Calcul des charges nécessaires au radier :**

Avec : $G_t = 49320.11 \text{ KN}$

$Q_t = 8058.94 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 78670.56 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 57379.05 \text{ kN}$

$N_u = 78670.56 \text{ KN}$

$N_s = 57379.05 \text{ KN}$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

○ A l'ELU: $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{78670.56}{2 \times 200} = 196.68 \text{ m}^2$

$$\circ \text{ A L'E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{57379.05}{200} = 286.89 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 317.44 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 286.89 \text{ m}^2$$

D'après les règles de BAEL, il faut ajouter au radier un débord minimal de largeur L_d ,

$$\text{avec } L_d \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) \longrightarrow \text{On prend } L_d = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 317.44 + 35.1 = 352.54 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (26.1 + 12.9) \times 2 \times 0.45 = 35.1 \text{ m}^2$$

VI.6. Calcul ds sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes:

Poids de bâtiment : $G = 49320.11 \text{ KN}$

- **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = (352.54 \times 0.3) \times 25 = 2644.05 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_n = [(0.45 \times (0.7 - 0.3) \times 25.6 \times 5) + (0.45 \times (0.7 - 0.3) \times 12.4 \times 8)] \times 25$$

$$P_n = 1022.84 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0.45 \times 25.6 \times 5) + (0.45 \times 12.4 \times 8) = 102.24 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(352.54 - 102.24) \times (0.7 - 0.3)] \times 17 = 1702.04 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante libre : $P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$

$$P_{\text{df}} = 352.54 \times 0.1 \times 25 = 881.35 \text{ KN. } (e_p = 10 \text{ cm}).$$



$$G_{\text{rad}} = 2644.05 + 1022.84 + 1702.04 + 881.35 = 6250.28 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 8058.94 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 349.12 \times 2.5 = 872.8 \text{ KN}$

✚ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 6250.28 + 49320.11 = 55570.39 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 872.8 + 8058.94 = 8931.74 \text{ KN}$$

A L'ELU :

$$N_{\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 88417.64 \text{ KN.}$$

A L'ELS :

$$N_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 64502.13 \text{ KN}$$

○ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

▪ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14.06 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.54 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

▪ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.6 \times 12.4^3}{12} = 4067.46 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12.4 \times 25.6^3}{12} = 17336.45 \text{ m}^4.$$

VI.6.1 Vérifications :

VI6 .1.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$\text{et } T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{88417.64 \times 1}{352.54} \times \frac{4}{2} = 501.60 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = \frac{501,60 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,86 MPa \leq \tau_u = 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.1.2. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1,2 \times 352,54 = 634,57 \text{ t}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=1,2 m)

$$P = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{radier}}) = 5557,04 \text{ t}$$

$$P = 5557,04 \text{ t} > 627,55 \text{ t} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

✓ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec : $M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

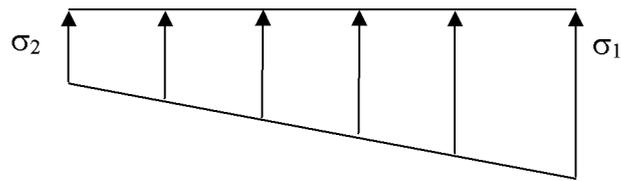
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi on doit vérifier que :

Fig. VII.1. Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 88417.64 \text{KN} \quad , N_s = 64502.13 \text{KN}$$

Sens longitudinal :

○ A l'ELU : $M_X = 47361.98 + 2042.74 \times 0.7 = 48791.90 \text{KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88417.64}{352.54} + \frac{48791.90}{17336.45} \times 14.06 = 290.37 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88417.64}{352.54} - \frac{48791.90}{17336.45} \times 14.06 = 211.23 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 290.37 + 211.23}{4} = 270.58 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.5 \sigma_{SOL} = 1.5 \times 200 = 300 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.5 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ A l'ELS : $M_X = 47361.98 + 2042.74 \times 0.7 = 48791.90 \text{KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64502.13}{352.54} + \frac{48791.90}{17336.45} \times 14.06 = 222.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{64502.13}{352.54} - \frac{48791.90}{17336.45} \times 14.06 = 143.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222.53 + 143.39}{4} = 196.66 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

○ **Sens transversal :**

○ **A'ELU :** $M_y = 46128.61 + 2011.59 \times 0.7 = 47536.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88417.64}{352.54} + \frac{47536.72}{4067.46} \times 7.54 = 338.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88417.64}{352.54} - \frac{47536.72}{4067.46} \times 7.54 = 162.68 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 338.92 + 162.68}{4} = 294.86 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.5 \times 200 = 300 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.5 \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

○ **A'ELS :** $M_y = 46128.61 + 2011.59 \times 0.7 = 47536.72 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64502.13}{352.54} + \frac{47536.72}{4067.46} \times 7.54 = 234.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{64502.13}{352.54} - \frac{47536.72}{4067.46} \times 7.54 = 94.84 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.08 + 94.84}{4} = 199.27 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

✚ **Conclusion :** toutes les contraintes sont vérifiées.

VI 7. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4$ \Rightarrow Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ \Rightarrow Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

⚡ Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

⚡ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{3,80} = 0,81$$

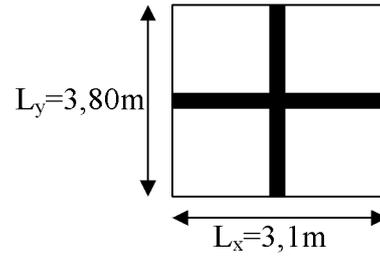


Fig. VI.2. Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 294.86 \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 199.27 \text{KN/m}^2$$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (294.86 - 1.35 \times \frac{6250.28}{352.54}) = 270.92 \text{KN/m}^2$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (199.27 - \frac{6250.28}{354.54}) = 181.64 \text{KN/m}^2$

a) Calcul à l'ELU :

1-Evaluation des moments M_x, M_y :

$\nu=0 ; \rho = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$

On aura donc : $\begin{cases} M_x = 0.0553 \times 270.92 \times 3.1^2 = 143.97 \text{KN.m} \\ M_y = 0.613 \times 143.97 = 88.26 \text{KNm} \end{cases}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75 : pour les moments en travées,
0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.3 : pour les moments sur appuis rive

- **Moments sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.5 \times 143.97 = 71.98 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.5 \times 71.98 = 35.99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Moments en travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.75 \times 143.97 = 107.98 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.75 \times 107.98 = 80.98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✚ Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

- **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{71.98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.070 \rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71.98 \times 10^3}{0.964 \times 27 \times 348} = 7.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA 16 / ml = 8.04 cm²/ml . avec . St = 25cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107.98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.1 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.1 \rightarrow \beta_u = 0.995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{107.98 \times 10^3}{0.995 \times 27 \times 348} = 11.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 11.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA 20 / ml = 12.57 cm²/ml . avec . St = 25cm

✚ Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

- **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{35.99 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.99 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 3.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA 16 /ml = 8.04 cm²/ml .avec..St = 25cm

○ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80.98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.08 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.08 \rightarrow \beta_u = 0.958$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80.98 \times 10^3}{0.958 \times 27 \times 348} = 8.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 8.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA 20 /ml = 12.57 cm²/ml .avec..St = 25cm

2) Vérification à l'état limite ultime :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.81}{2} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

Sens x-x:

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens y-y:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

3) Vérfications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$\nu=0.2 ; \rho = 0.81 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0621 \times 107.98 \times 3.1^2 = 64.44\text{KN.m} \\ M_y = 0.723 \times 64.44 = 46.59\text{KNm} \end{cases}$$

• Moments sur appuis :

$$\begin{cases} M_x = 0.5 \times 64.44 = 32.22\text{KN.m} \\ M_y = 0.5 \times 46.59 = 23.29\text{KNm} \end{cases}$$

• Moments en travées :

$$\begin{cases} M_x = 0.75 \times 64.44 = 48.33\text{KN.m} \\ M_y = 0.75 \times 46.59 = 34.94\text{KNm} \end{cases}$$

• Vérfication de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \quad \alpha_1 = 0.306 \quad K_1 = 34.02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.02} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{48.33 \times 10^6}{0,898 \times 270 \times 1206} = 165.28\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \times 17705 = 5.13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

• **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

✚ **Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

4) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur $L = 50 \text{ cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

a) **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU : $q_u = 270.92 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-270.92 \times 0.5^2}{2} = -33.86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $q_s = 255.03 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-181.64 \times 0.5^2}{2} = -22.70 \text{ KN.m}$$

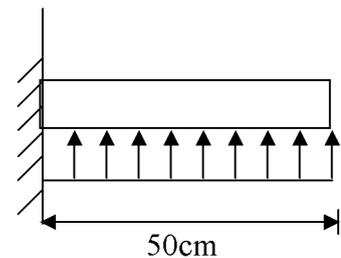


Fig. VII.3: Schéma statique du débord

b) **Calcul des armatures a l'ELU :**

• **Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{33.86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33.86 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 5 \text{ HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

c) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33.86}{22.70} = 1.49$$

$$\mu_s = 0.014 \rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\alpha = 0.0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

5) Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées
 $h = 70 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$
 Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

a) Détermination des efforts :



Sens longitudinal :

$$ELU : q_u = 270.92 \text{ KN/m}$$

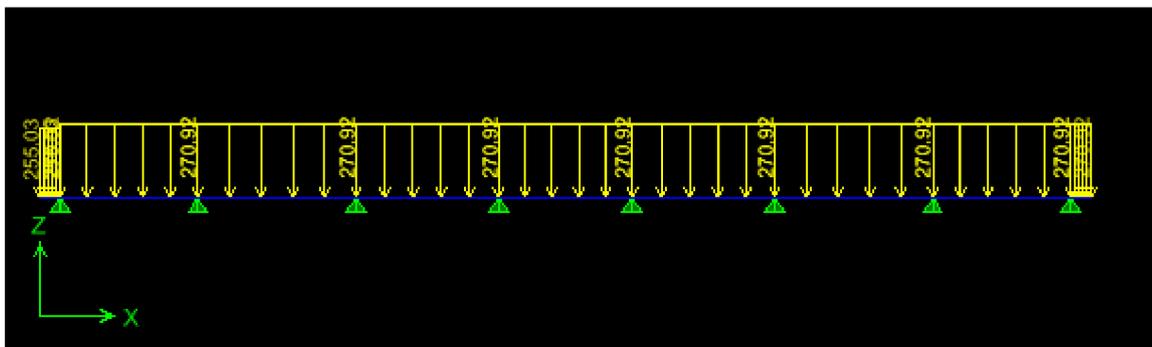


Fig VI.4 Le chargement à ELU

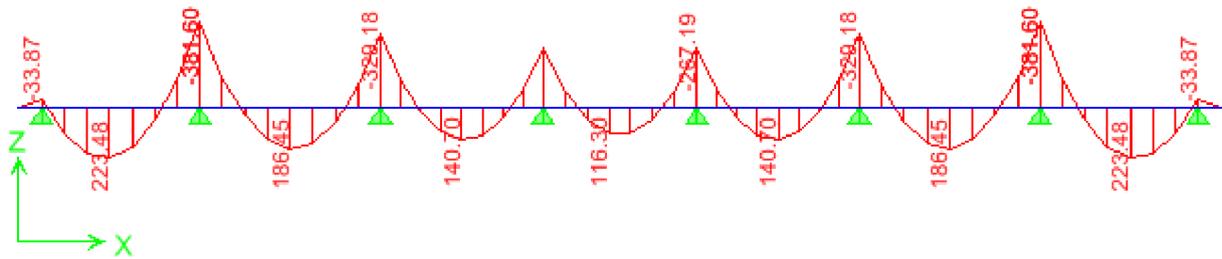


Fig VI.5. Diagramme des moments fléchissants (ELU)

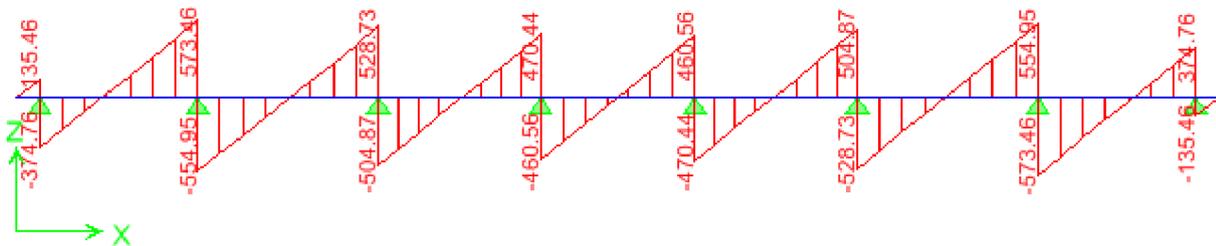


Fig VI.6. Diagramme des efforts tranchants (ELU)

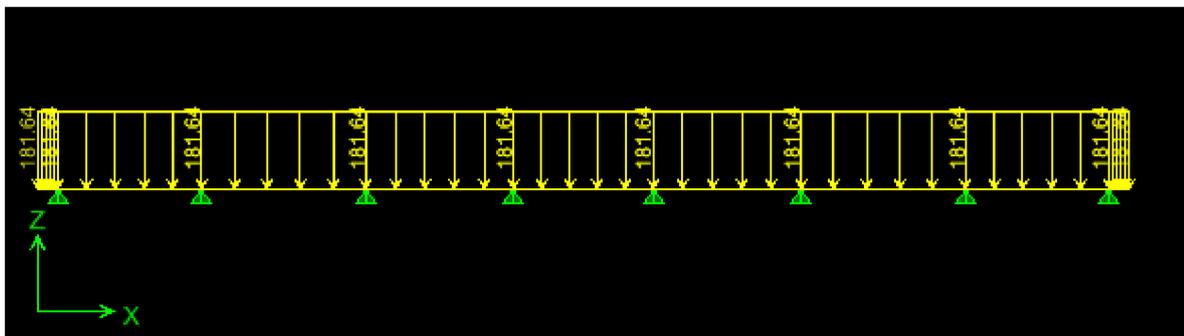


Fig. VI.7. Le chargement à ELS

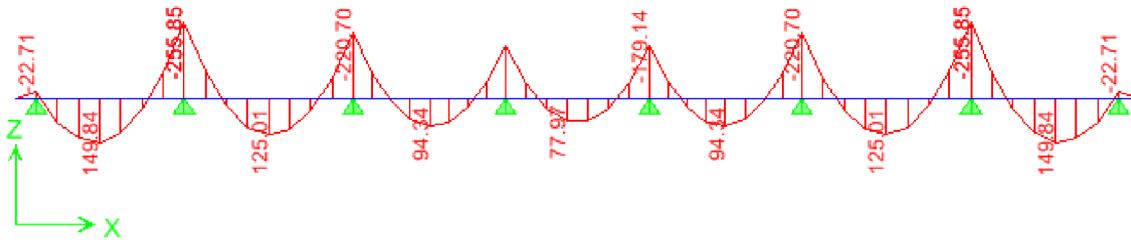
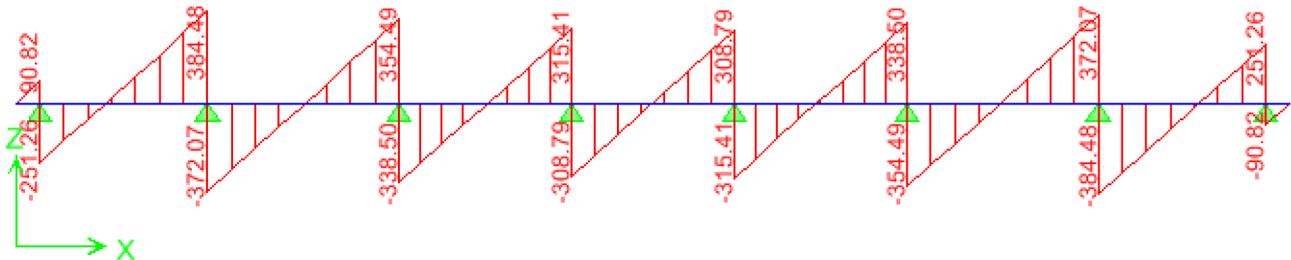


Fig VI.8. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



FigVI.9. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

○ Moments aux appuis :

Aux appuis	M ₁ KN.m	M ₂ KN.m	M ₃ KN.m	M ₄ KN.m	M ₅ KN.m	M ₆ KN.m	M ₇ KN.m
ELU	33.87	381,60	329.18	267.19	329.18	381.60	33.87
ELS	22.71	255.85	220.70	179.14	220.70	225.85	22.71

Tableau VI-4- Moments aux appuis dans la nervure (sens longitudinal)

○ Moments en travées

En travées	M ₁₋₂ KN.m	M ₂₋₃ KN.m	M ₃₋₄ KN.m	M ₄₋₅ KN.m	M ₅₋₆ KN.m	M ₆₋₇ KN.m	M ₇₋₈ KN.m
ELU	223.48	186.45	140.70	116.30	140.70	186.45	223.48
ELS	149,84	125,01	94,34	77,97	94,34	125.01	149.84

Tableau VI-5- Moments en travées dans la nervure (sens longitudinal):

❖ Sens transversal (y-y) :

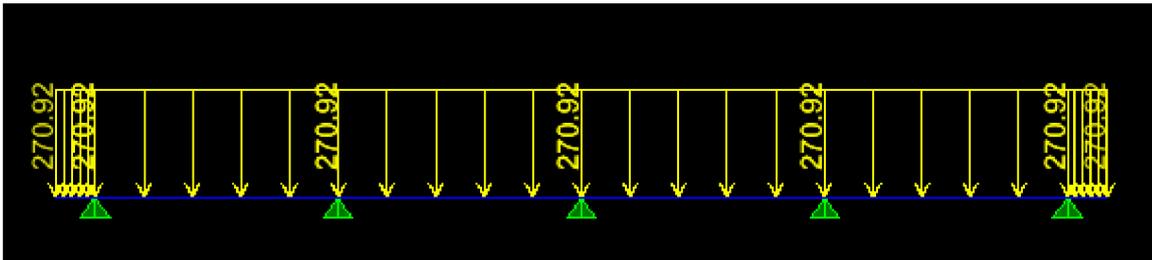


Fig VI-10. Le chargement ELU

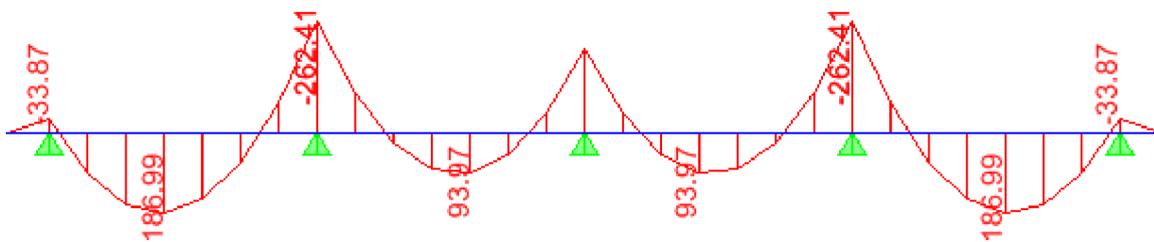


Fig VI.11. Diagramme des moments fléchissant (ELU)

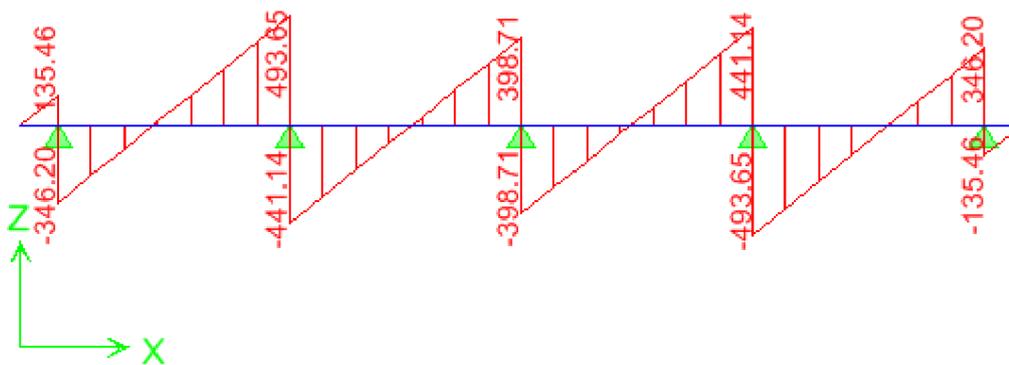


Fig VI.12. Diagramme des efforts tranchants (ELU)

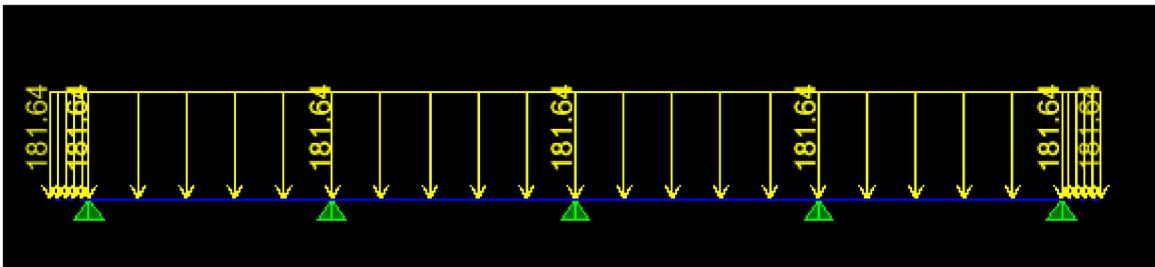


Fig VI.13. Le chargement à ELS

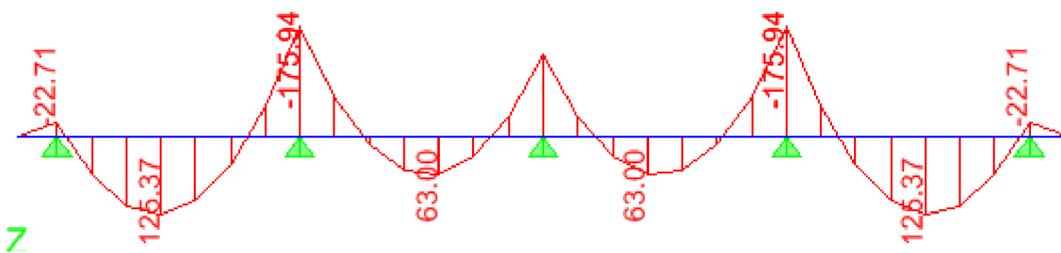


Fig VI.14. Diagramme des moments fléchissant (ELS)

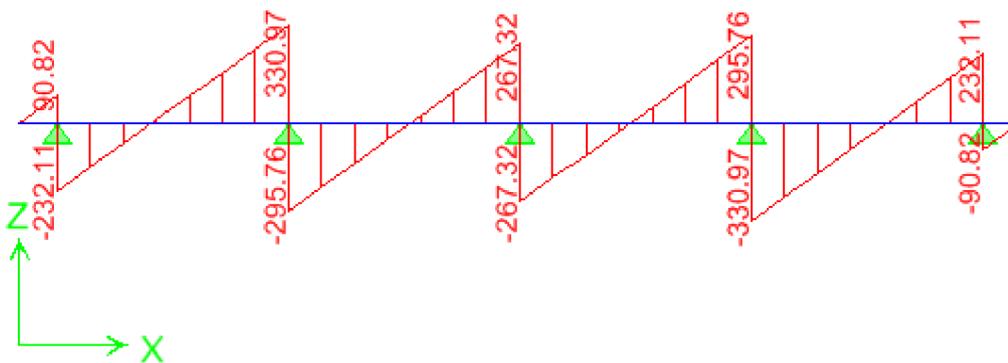


Fig VI.15. Diagramme des efforts tranchants (ELS)

➤ *Moments aux appuis :*

Aux Appuis	M ₁ KN.m	M ₂ KN.m	M ₃ KN.m	M ₄ KN.m
ELU	33.87	262.41	262.41	33.87
ELS	22.71	175.94	175.94	22.71

Tableau VI-6: Moments aux appuis dans la nervure (sens transversal)

➤ *Moments en travées :*

En travées	M ₁₋₂ KN.m	M ₂₋₃ KN.m	M ₃₋₄ KN.m	M ₄₋₅ KN.m
ELU	186.99	93.97	93.97	186.97
ELS	125.33	63.00	63.00	125.37

Tableau VI-7-Moments en travée dans la nervure (sens transversal)

b-Calcul du ferrailage des nervures :

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$ELU \begin{cases} (X-X) : M_t = 223.48 \text{KN.m} , M_a = 381,60 \text{KN.m} \\ (Y-Y) : M_t = 186.99 \text{KN.m} , M_a = 262.41 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=45\text{cm} \quad d=65 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

		M _u (KN.m)	μ_b	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	CHOIX	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
SENS X-X	APPUI	381.60	0,141	SSA	0.923	18.29	4HA16+4HA20	20.61	12
	TRAVEE	223.48	0,082	SSA	0.957	10.32	4HA14+4HA14	12.32	12
SENS Y-Y	APPUI	262.41	0,098	SSA	0.948	12.23	4HA14+4HA14	12.32	12
	TRAVEE	186.99	0,070	SSA	0.964	8.57	4HA14+4HA14	12.32	12

c) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

🚦 Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{17.5 ; 16.8\}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 35 \text{ cm.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 573.46 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{573.46 \times 10^3}{450 \times 650} = 1.96 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

d) Vérification à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33.87}{22.71} = 1.49$$

$$\alpha = 0,005 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{186.99}{125.33} = 1.49$$

$$\alpha = 0.0562 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,30 \text{ Condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans notre projet un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres.

VII-1-Pré dimensionnement du mur plaque:(Article : 10-1.2 RPA 2003)

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues.

D'après l'article(7.7/ RPA99version 2003)l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VII-2-Méthode de calcul

Le mur sera calculé en le considérant comme une plaque encadrée a la base et simplement appuyée sur les 03autres cotés.

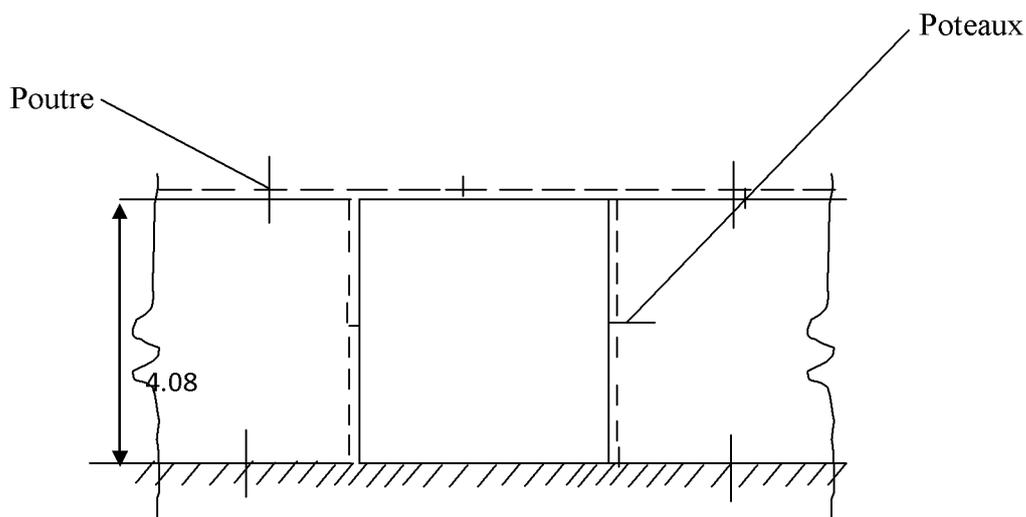


Figure VII-1: coupe du mur plaque

VII -3-Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

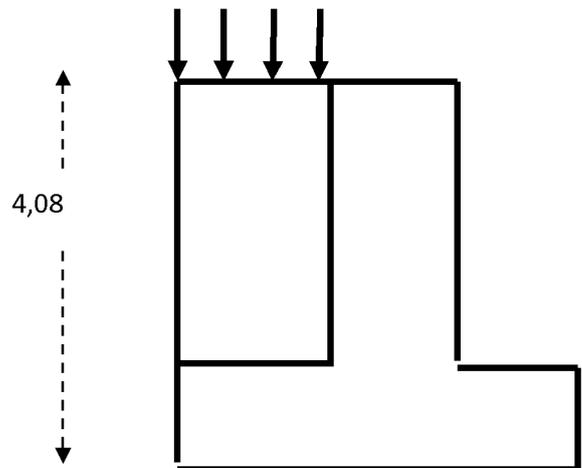
- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ $\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$

Calcul de K_0 $C = 0$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.52$$

Avec

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$$



❖ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,52 = 7,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

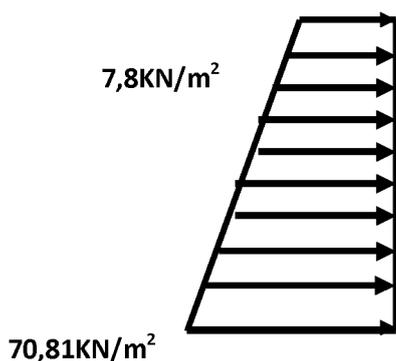
$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 22 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 70,81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :

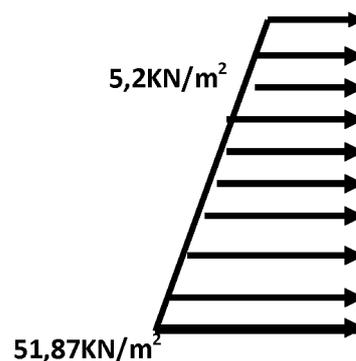
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52(10 + 22 \times 4,08) = 51,87 \text{ KN} / \text{m}^2$$



ELU



ELS

VII -4-Charges moyennes

La charge moyenne a considéré dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 70,81 + 7,8}{4} = 55,05 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 51,87 + 5,2}{4} = 40,20 \text{ KN/ml}$$

VII -5-Détermination des moments fléchissant

Le calcul se fait pour une bande de 1m. (b = 1 m = 100 cm)

❖ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS .les résultats sont représentés dans les figures ci-après.

❖ ELU:

❖ Sens x-x:

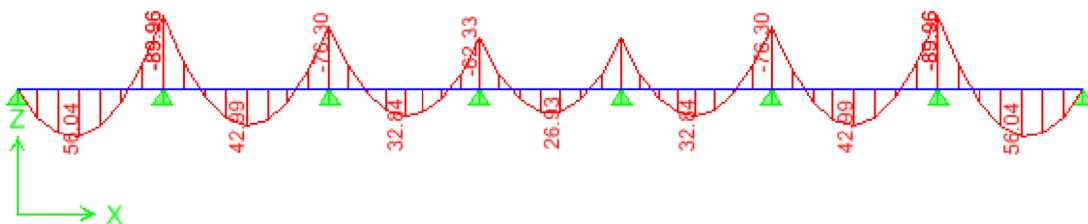


Diagramme des moments de mur plaque à l'ELU

❖ ELS

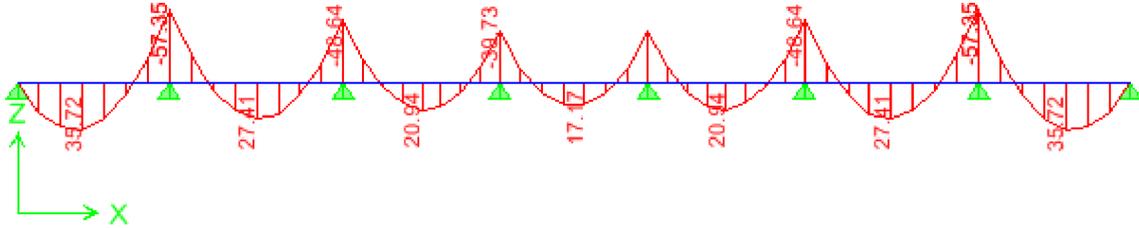


Diagramme des moments de mur plaque à l'ELS

Les valeurs du moment max sont résumées dans le tableau suivant

	Sens X-X	
	Aux appuis	En travée
ELU	-89.96	56.83
ELS	-57.35	35.72

❖ ELU:

- Dans le sens zz' (ELU) : armatures verticales



Diagramme des moments de mur plaque à l'ELU

		Sens Z-Z	
		Aux appuis	En travée
ELU		-127.24	74.22
ELS		-81.11	47.32

❖ ELS:

▪ SensZ

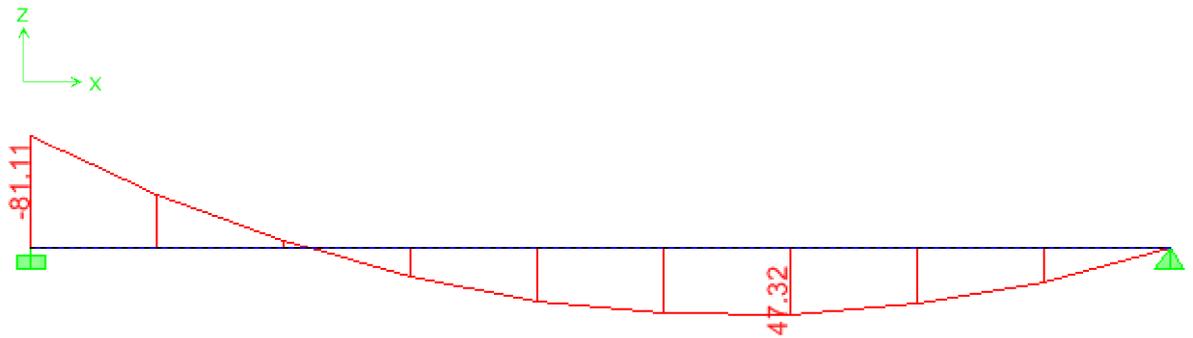


Diagramme des moments de mur plaque a L'ELU

VII -6-Ferraillage

❖ Les armatures longitudinale:

Le ferraillage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et au travée

Calcul des sections d'armatures :

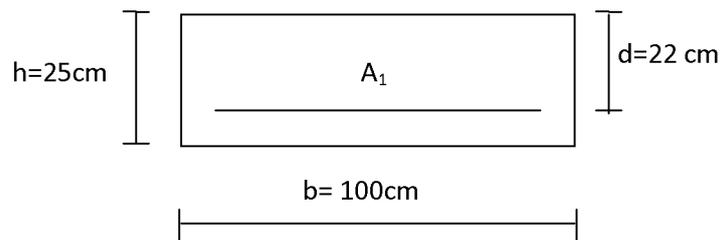


Fig .III.15. une section rectangulaire d'une bande de 1ml

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($ep=25cm$).

✚ **Armature dans le sens x-x :(Horizontale)**

$$M_{max}=89.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{89.96 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,130 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,130 \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{89.96 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.930} = 12.63 \text{ cm}^2$$

On opte pour 8HA16=16.08 cm²/ml ; avec St= 12 cm.

✚ **Armature dans le sens z-z :(Verticale)**

$$M_{max}=127.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{yy'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{127.24 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,186 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,186 \Rightarrow \beta = 0.896$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{127.24 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.896} = 18.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour 10HA16=20.1cm²/ml ; avec St= 10 cm.

Remarque :

On a opté le même ferrailage pour les travées et les appuis.

.Vérification à l'ELU :

a)Espacement des armatures :

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

$$\text{Armatures principales} \longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$$

Dans le sens xx' St=12 cm < 33 cmCondition vérifiée

Dans le sens zz' st=10 cm < 33 cm.....Condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,66 \text{ cm}^2$$

❖ **Dans le sens xx'** :

$$A_{\text{ad}} = 16,08 \text{ cm}^2 > 2,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Dans le sens zz'**

$$A_{\text{ad}} = 20,01 \text{ cm}^2 > 2,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VII -7 -Recommandation du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VII-8-Vérification à l'ELS▪ **Vérification des contraintes :(BAEL 91/Art. A.4.5, 2)**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{57.85 \times 10^6}{1000 \times (220)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,084$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,11$$

Tableau X-3 Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms	Mu	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens X-X	appui	-57.35	-89.96	1,56	0.11	0.53	vérifiée
	travée	35.72	56.04	1,56	0.066	0.53	vérifiée

▪ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

$$0.85 \times 56.04$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{25}{408} = 0.061 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{0.85 \times 56.04}{20 \times 56.04} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 22} = 0,0020 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

CONCLUSION

- L'épaisseur du mur plaque est de 25 cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

1.INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux - poutres » formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans ce cas il est indispensable de comparer l'inertie des refends par rapport à celle de portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre refends et portiques.

2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES ELEMENTS

2.1. Inertie des voiles :

- Comme les voiles entrant dans la composition de la structure sont des voiles pleins, alors on aura :

1) Sens longitudinal :

$$\bullet I_x = \frac{L \times e^3}{12} \approx 0$$

$$\bullet I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

2) Sens transversal :

$$\bullet I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$\bullet I_y = \frac{L \times e^3}{12} \approx 0$$

Avec : e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile dans le sens considéré.

▪ Inertie des refends avec ouvertures :

- **Notion d'inertie équivalente :**

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet, un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Pour la distribution des efforts horizontaux il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend fictif.

Par définition, l'inertie équivalente (I_e) d'un refend avec ouvertures est l'inertie d'un refend plein fictif qui soumis aux mêmes efforts horizontaux uniformément répartis sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

La flèche de ce refend fictif est égale à : $F = \frac{T_0 H^3}{8EI_e}$

Avec :

T_0 : effort tranchant à la base du refend.

H : hauteur totale du bâtiment.

I_e : moment d'inertie équivalente.

• **Inertie équivalente des refends avec une seule ouverture :**

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1}$$

$$I_0 = I_1 + I_2$$

$$A_0 = A_1 + A_2$$

$$m = \frac{2.c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$$I = I_0 + 2mc$$

• **Inertie du linteau :**

$$i = \frac{eB^3}{12}$$

$$\omega^2 = \frac{3E'iIc}{EI_0 m h a^3}$$

$$\alpha = \omega.H$$

Avec :

α : Degré de monolithisme.

ω : Coefficient de monolithisme.

E : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant les éléments de refend.

E' : Module d'élasticité longitudinal du matériau constituant les linteaux

a : Demi portée de l'ouverture.

i : Inertie du linteau.

I_0 : Somme des inertie des éléments.

e : Épaisseur du linteau.

h : Hauteur d'étage.

B : Hauteur du linteau.

ψ_0 , : Coefficients.

A_1, A_2 : aires des éléments de refend.

H : hauteur totale du bâtiment.

$2c$: distance entre les centres de gravité des trumeaux.

m : moment statique dans chaque trumeau par apport au CDG de l'ensemble

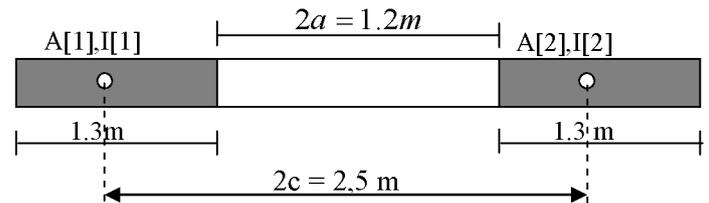


Fig.1 Voile avec une ouverture

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2 m c \psi_0}{11 I_0 \alpha^2} + 1}$$

$$I_0 = I_1 + I_2$$

○ **Application : RDC +9 ETAGE(sens longitudinal VL1)**

$$I_0 = I_1 + I_2$$

$$I_1 = I_2 = \frac{0,20 \times (1,3)^3}{12} = 0,0366 m^4$$

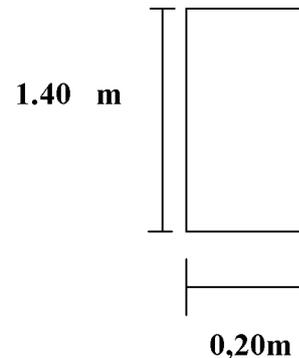
$$I_0 = 2 \times 0,0366 = 0,073 m^4$$

$$A_1 = 0,20 \times 1,3 = 0,26 m^2$$

$$A_2 = 0,20 \times 1,3 = 0,26 m^2$$

$$m = \frac{2,5}{\frac{1}{0,26} + \frac{1}{0,26}} = 0,325 m^4$$

$$I = I_0 + 2mc = 0,073 + 2 \times 0,325 \times 1,25 = 0,8855 m^4$$



• **Inertie de l'inteau :**

$$i = \frac{eB^3}{12} = \frac{0,20 \times (1,40)^3}{12} = 0,046 m^4$$

$$i = 0,046 m^4$$

$$\omega^2 = \frac{3E'iIc}{EI_0 m h a^3} \quad \text{Avec : } E = E' = 3,2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,046 \times 0,8855 \times 1,25}{0,073 \times 0,325 \times 3,10 \times 0,6^3} = 9,61$$

$$\omega = \sqrt{9,61} = 3,1 \rightarrow \alpha = \omega \cdot H = 3,10 \times (4,08 + 9 \times 3,1) = 99,13$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}$$

Avec : $ch\alpha = 1,218 \times 10^{38}$

$$sh\alpha = 1,218 \times 10^{38}$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - (99,13)^2}{(99,13)^3} - \frac{2}{(99,13)^2 \times (1,218 \times 10^{38})} = 0,65$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2m\psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1} = \frac{0,8855}{\frac{60 \times 2 \times 0,325 \times 1,25 \times 0,65}{11 \times 0,073 \times (99,13)^2} + 1} = 0,8819m^4$$

NB : de la même façon pour le sous sol, on trouve $I_{s-sol} = 0,880 m^4$.

- **Les autres résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants**

1 Sens longitudinal :

Etages	Voiles	L (m)	e (m)	Iy (m4)	Iey=∑Iy (m4)
S-SOL	VL1	2.6	0,20	0,880	7.176
	VL2	2.6	0,20	0,880	
	VL3	3.80	0,20	0.914	
	VL4	3.80	0.20	0.914	
	VL5	3.80	0.20	0.914	
	VL6	3.80	0.20	0.914	
	VL7	2.6	0.20	0.880	
	VL8	2.6	0.20	0.880	
RDC+9	VL1	2.6	0,20	0.882	7.184
	VL2	2.6	0,20	0.882	
	VL3	3.80	0,20	0.914	
	VL4	3.80	0.20	0.914	
	VL5	3.80	0.20	0.914	
	VL6	3.80	0.20	0.914	
	VL7	2.6	0.20	0.882	
	VL8	2.6	0.20	0.882	

Sens transversal

Etages	Voiles	L (m)	e (m)	I _x (m ⁴)	I _{ex} =∑I _x (m ⁴)
R+9	VL1	3.40	0,20	0,65	5.2
	VL2	3.40	0,20	0,65	
S-SOL	VL3	3.40	0,20	0,65	
	VL4	3.40	0,20	0,65	
	VL5	3.40	0,20	0,65	
	VL6	3.40	0,20	0,65	
	VL7	3.40	0,20	0,65	
	VL8	3.40	0,20	0,65	

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30X30).

○ **Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

2.2 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie I= 1[m⁴], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « m

oment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

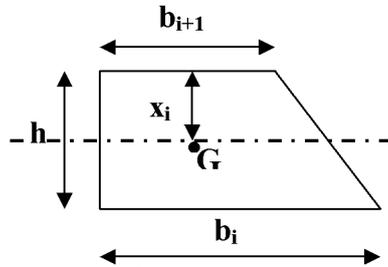
S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



- Flèche dans les refonds :(méthode des moments des aires) :

Niveau	H(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$d_i \times S_i$ (m ³)	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
9	3,10	3,10	0,00	2,066	4,805	9,927	64575,75823
8	3,10	9,30	3,10	1,808	19,22	34,75	57339,2351
7	3,10	18,60	9,30	1,722	43,24	74,46	49601,23334
6	3,10	31	18,60	1,679	76,88	129,08	41957,56606
5	3,10	46,5	31	1,653	120,12	198,55	33854,29254
4	3,10	65,1	46,5	1,636	172,98	282,99	27340,53818
3	3,10	86,8	65,1	1,623	235,44	382,12	20635,2729
2	3,10	111,6	86,8	1,614	207,52	334,93	14560,74778
1	3,10	139,5	111,6	1,607	389,20	625,44	9176,7165
RDC	3,10	170,5	139,5	1,601	480,5	769,28	4708,6981
S-SOL	4,08	201,58	170,5	2,09	759,04	1586,4	1586,3936

$$F_{S-SOL} = \frac{1}{EI} (S_i X_i) = \frac{1586.3936}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^3 S_i X_i = \frac{4708.6981}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^4 S_i X_i = \frac{9176.7165}{EI}$$

$$f_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^5 S_i X_i = \frac{14560.7477}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^6 S_i X_i = \frac{20635.2729}{EI}$$

$$f_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^7 S_i X_i = \frac{27340.5381}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^8 S_i X_i = \frac{33854.2925}{EI}$$

$$f_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^2 S_i X_i = \frac{41957.566}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^9 S_i X_i = \frac{49601.2333}{EI}$$

$$f_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{10} S_i X_i = \frac{57339.235}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{11} S_i X_i = \frac{64575.75822}{EI}$$

2.3 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$ Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau :

$$E_{\theta_n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec :

$$M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

- **Inertie fictive :**

$$I_{eiy} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : flèche du refend au même niveau i.

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivant

BIBLIOGRAPHIE

- Règle parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

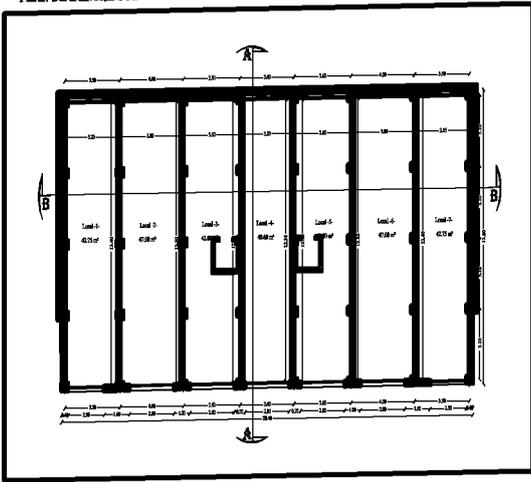
Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

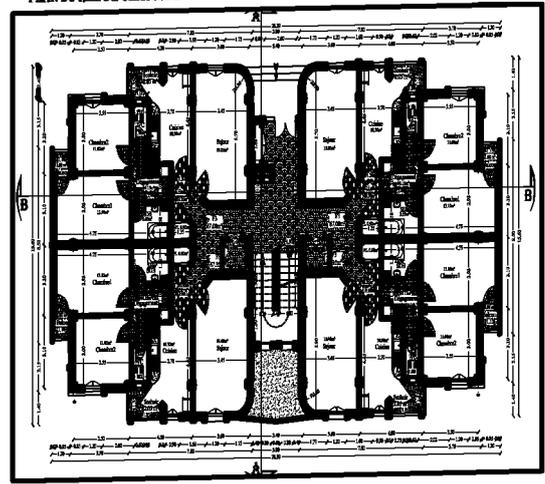
Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail sera un support et un apport pour les promotions à venir.

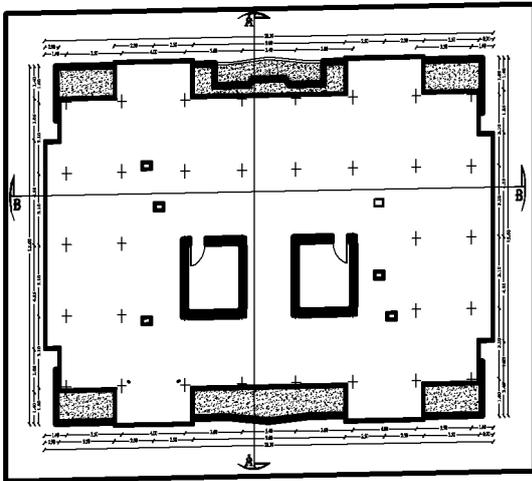
PLAN DE L'ENTRE SOL



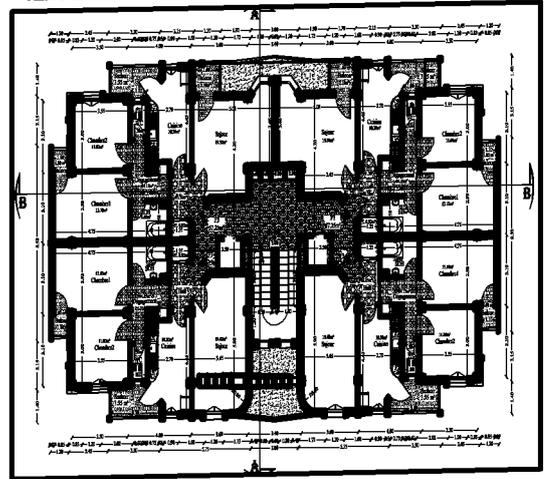
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DE TERRASSE



PLAN D'ETAGE COURANT



FAÇADE POSTERIEURE

RECTIFIE

