

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
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 : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+6+s-sol) à usage d'habitation
Contreventement mixte (portiques+voiles)



Dirigé par :
M^{me} : BOUZID L.

Etudié par :
M^r : SAIDJ KARIM.
M^r : HAROUNI M^{ed} SAID.

Année 2016/2017



Remerciement Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons
à remercier en premier lieu Dieu qui nous a donné
la force d'achever cette étude.*

*Nous remercions notre promotrice Mme
BOUZID L. pour son suivi et ses conseils
durant l'évolution de ce travail.*

Nos remerciements vont également :

*A tous nos enseignants qui ont contribué à
notre formation.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de
loin.*

Dédicace

*Je tiens à dédier ce modeste travail à mes chères parents pour
avoir été à tous moments à mes côtés et les remercie de m'avoir toujours*

soutenu et encouragé,

A mes frères AKLI et HAKIM et ma sœur CELIA

A toute ma famille

*A toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon
parcourt et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*

A tout mes adorables amis (es) sans exception.

Et à toute la promotion de génie civil 2017.

KARIM

Dédicace

*Je tiens à dédier ce modeste travail à mes chers parents pour
avoir été à tous moments à mes côtés et les remercier de m'avoir toujours*

soutenu et encouragé,

A mes sœurs Dylhia, Timhinane, Sonia et à mon petit frère Lounes

A toute ma famille

*A toutes les personnes qui m'ont soutenu et cru en moi lors de mon
parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,*

A tous mes adorables amis (es) sans exception.

Et à toute la promotion de génie civil 2017.

M^{ed} Saïd

Sommaire

Sommaire

Introduction générale

<i>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage</i>	<i>01</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>14</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	<i>36</i>
<i>III-1 Acrotère.....</i>	<i>36</i>
<i>III-2 Planchers.....</i>	<i>45</i>
<i>III-3 Balcons.....</i>	<i>74</i>
<i>III-4 Escaliers.....</i>	<i>80</i>
<i>III-5 poutre palière.....</i>	<i>104</i>
<i>III-6 Porte à faux.....</i>	<i>114</i>
<i>Chapitre IV : Modélisation et vérification de la structure</i>	<i>120</i>
<i>Chapitre V : Ferrailage des poutres.....</i>	<i>132</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailage des poteaux</i>	<i>148</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailage des voiles</i>	<i>162</i>
<i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</i>	<i>173</i>
<i>Chapitre IX : Etude de voile périphérique.....</i>	<i>207</i>

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

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

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.

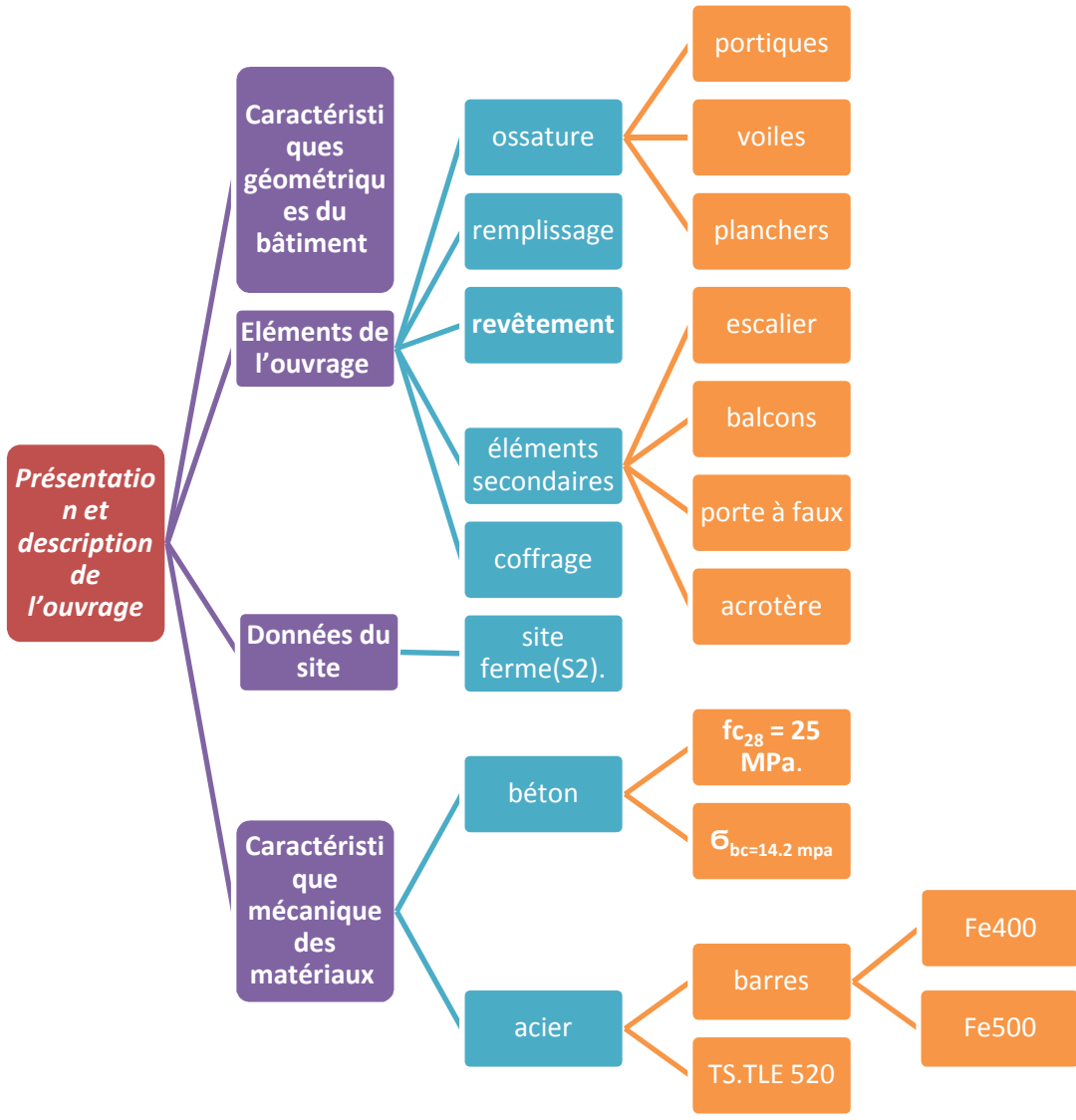
Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

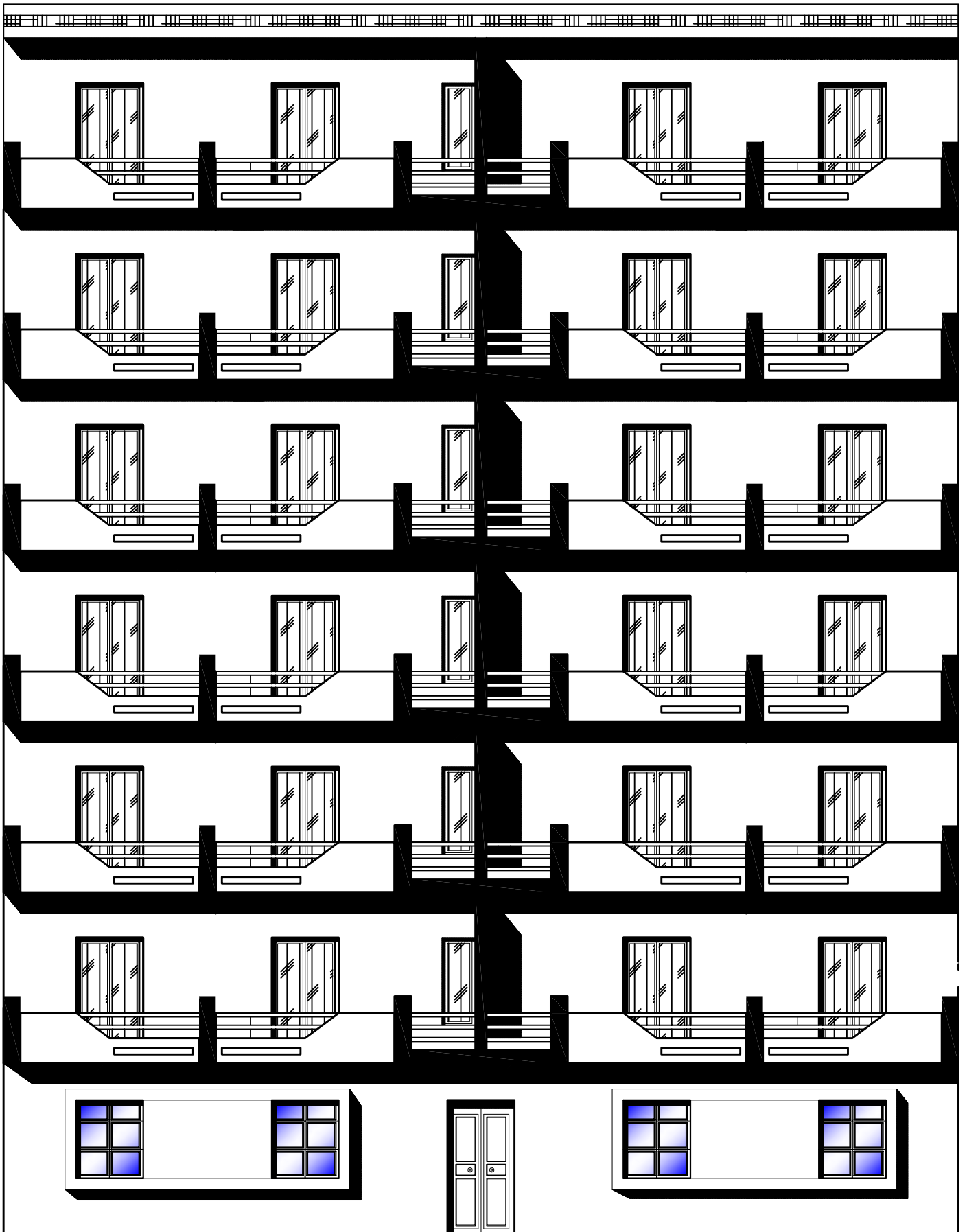
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+6+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.

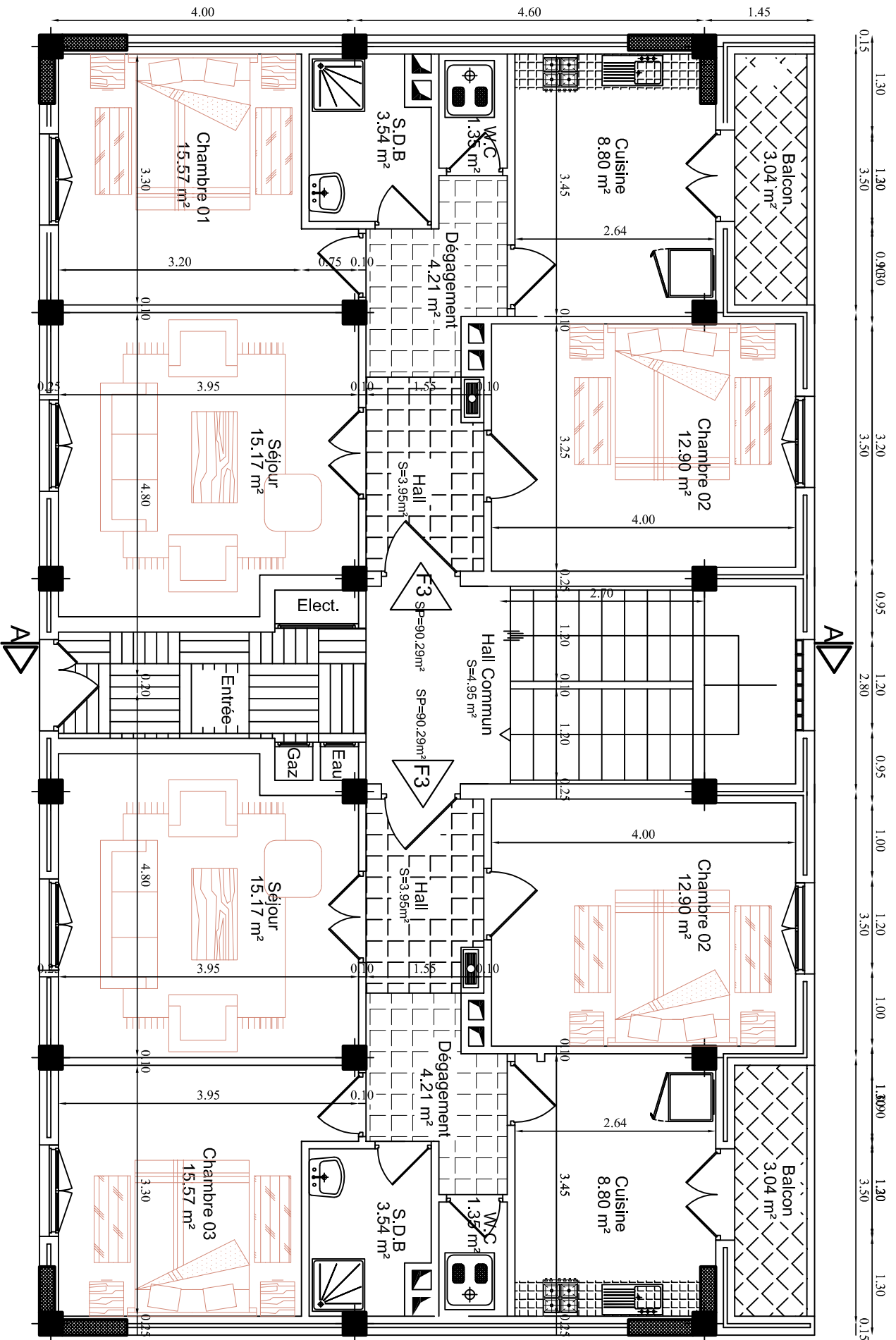
CHAPITRE I

Présentation et description de l'ouvrage

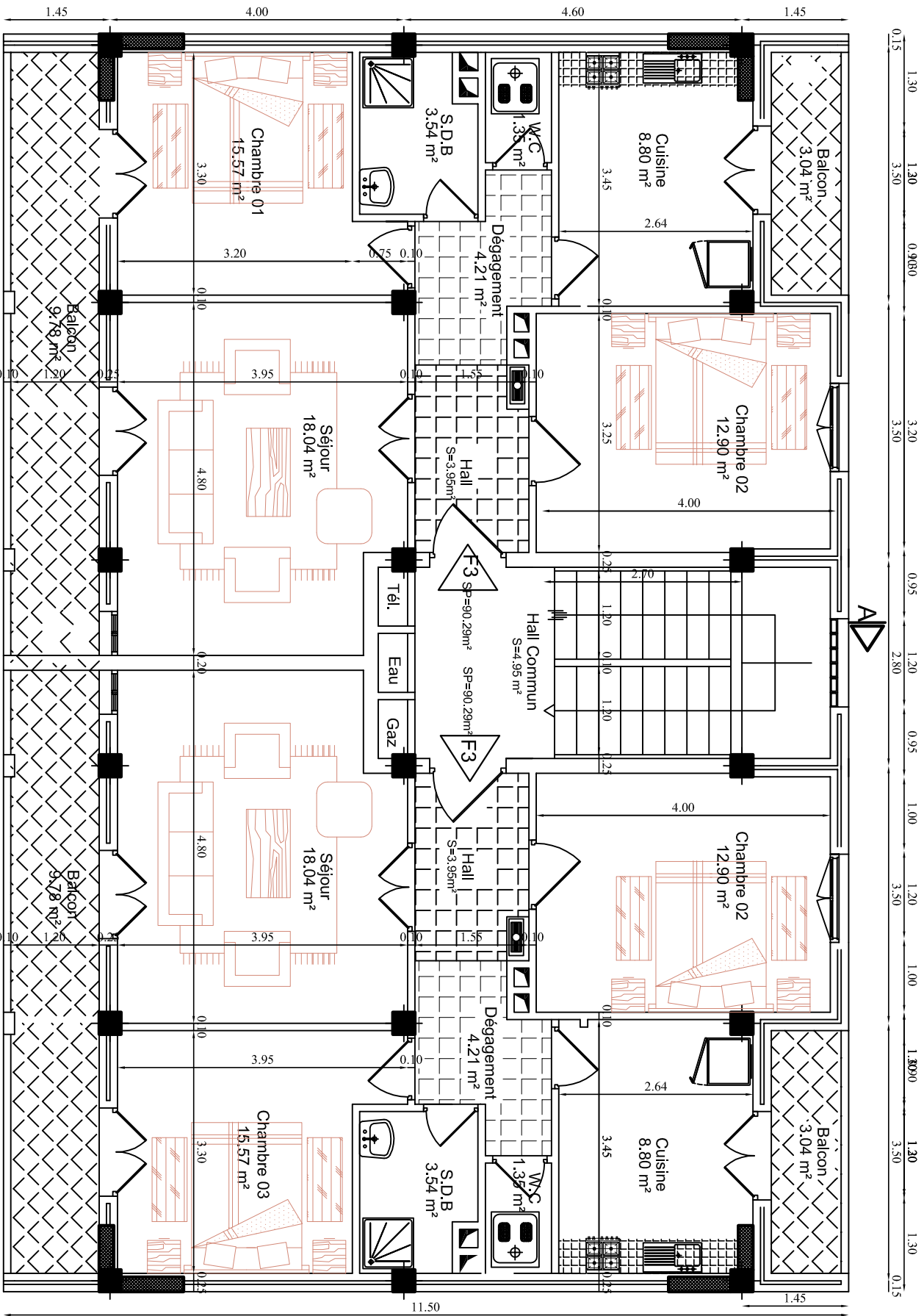




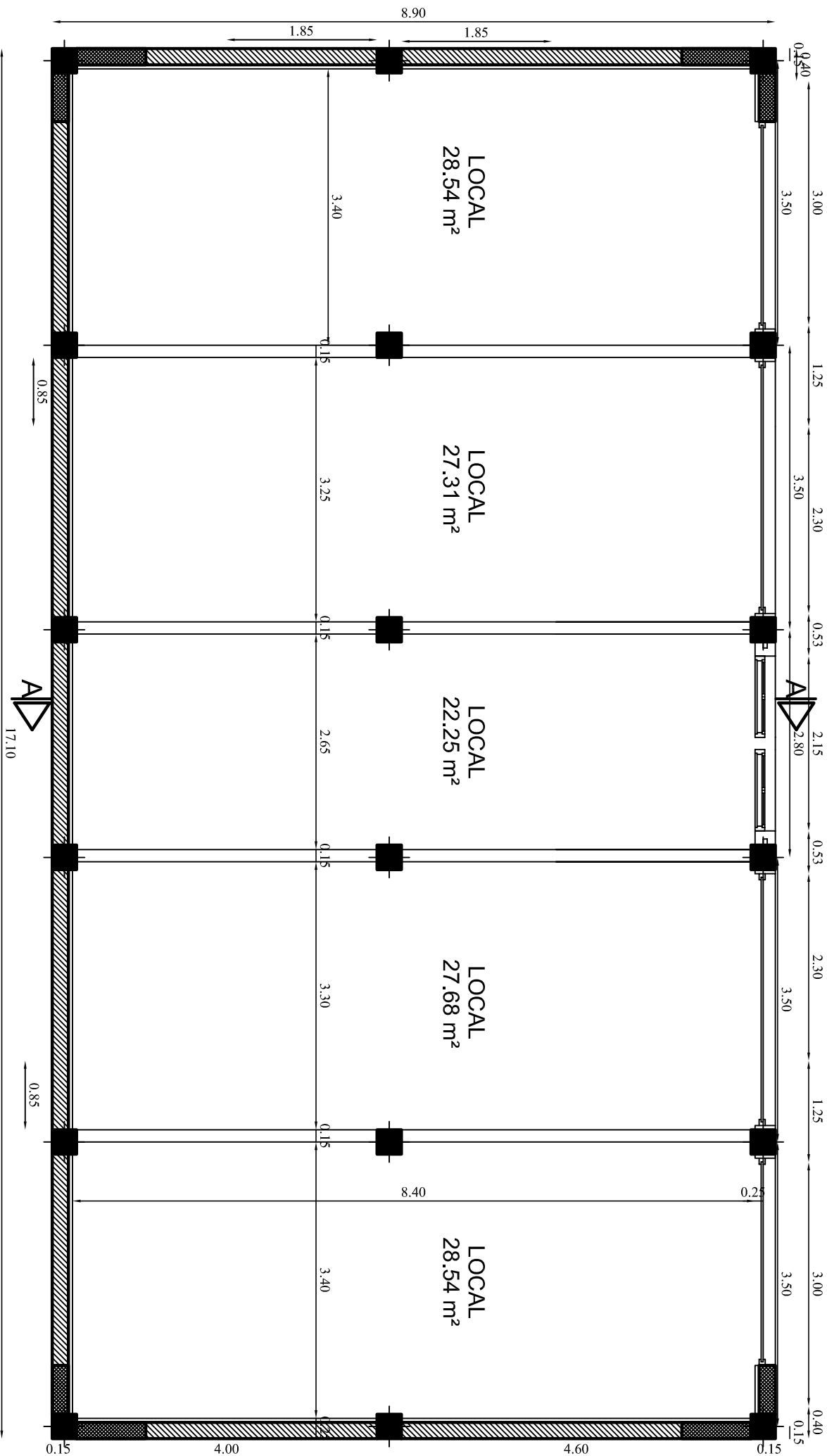
FAÇADE PRINCIPALE



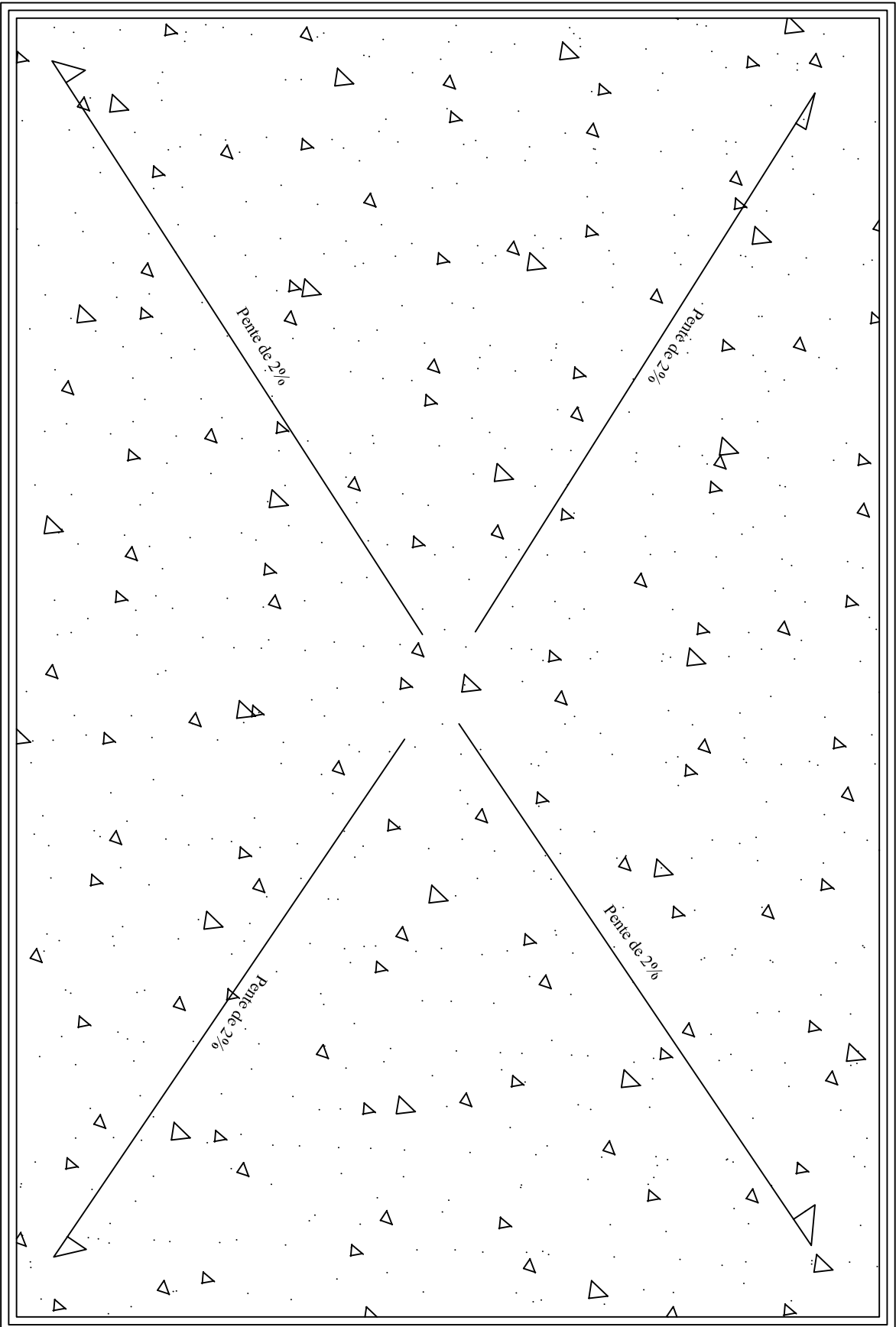
PLAN DU RDC



PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DU SOUS SOL



17.10

PLAN DE LA TERRASSE

I. Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de **RPA 99(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre étude consiste sur un bâtiment en **(R+6 +sous sol)** à usage d'habitation et service à contreventement mixte implantée à **Tizi Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (zone **II a**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un **(01)** sous sol à usage commerciale.
- Un **RDC** et six **(06)** étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Hauteur total.....	25.50m
Longueur total.....	17.10m
Largeur total.....	08.90m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	3.06m
Hauteur du sous sol.....	4.08m
Hauteur de l'acrotère	0.60m

I.3. Eléments de l'ouvrage✓ **Ossature :**

L'ossature de notre bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

✓ **Planchers :**

Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

➤ **Plancher en corps creux :**

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages , tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol.

➤ **Dalle pleine :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

✓ **Maçonnerie :**

❖ **Les murs extérieures :** seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm $(10+5+10)=25$ cm.

❖ **Les murs de séparation intérieure :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

✓ **Escalier :**

C'est un ouvrage qui permet de circuler entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier réalisé en béton armé à deux volées coulées sur place, et le coulage s'effectuera par étage.

✓ **Revêtement :**

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

✓ Les Balcons :

Les balcons représentent des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalles pleines.

✓ Terrasse inaccessible :

Elle sera réalisée en corps creux avec un système d'étanchéité composé de :

- Forme de pente en béton armé 2% (dans le but de faciliter l'écoulement de l'eau).
- Revêtement d'étanchéité multicouche.
- Protection lourde (gravier).

✓ Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm

✓ les fondations :

On appelle une fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elles sont encastées, leur rôle est de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales de la structure et les transmettre au sol de façon à ce que :

- Le sol du bâtiment ne se tasse pas.
- Le bâtiment ne se renverse pas.
- Le bâtiment ne glisse pas contre le sol.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

✓ Données du site :

- Le site est considéré comme : site ferme(S2).
- Contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2$ bars

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent répondre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

✓ **Granulats :**

Sable :.....380 à 450l (dg ≤ 5 mm)

Gravillon :.....750 à 850 l (dg ≤ 25 mm)

✓ **Ciment** :.....350kg/m³

✓ **Eau de gâchage** :.....150 à 200 l

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{Eau}{Ciment} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

I.4.1.1 Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances.

a) Résistance caractéristique à la compression (BAEL 91 modifié 99 /Art 2-1- 11) :

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈**, qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91 modifié 99/Art A.2.1, 12) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{t_j} = 0.6+0.06 f_{c_j} \quad \text{pour} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$$

On prend $f_{c_j} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t_{28}} = 0.6+0.06 \times (25) \quad \longrightarrow \quad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.4.1.2 Module de déformation longitudinale du béton

a) Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \dots \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa. (BAEL 91 modifié 99/ Art .2.1, 21).}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module d'élasticité différée :

On l'utilise pour les charges de longues durées (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22).}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

I.4.1.3 Module de déformation transversale du béton :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

. $\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3) : c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \nu = 0 & \rightarrow \text{à l'ELU.} \\ \nu = 0.2 & \rightarrow \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

I.4.1.4 Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a)Etat Limite Ultime (ELU) : correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation

courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

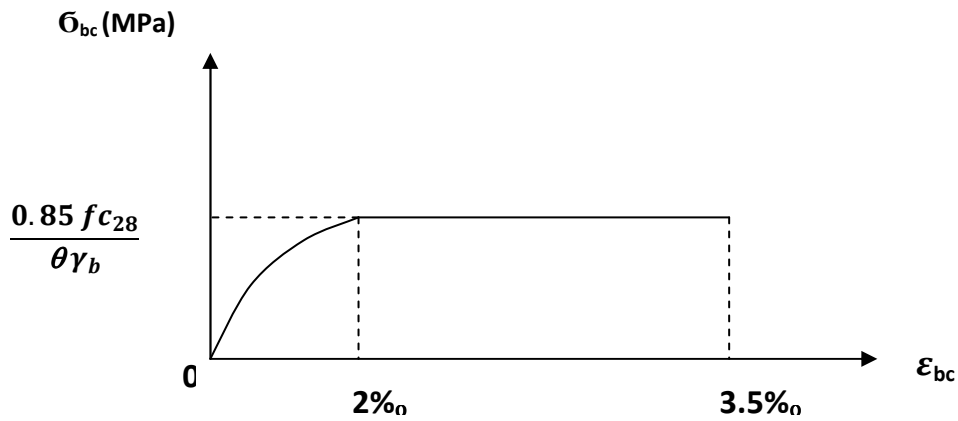


Fig.1.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c_j} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible à ELS.

A $j = 28$ jours ; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa.}$

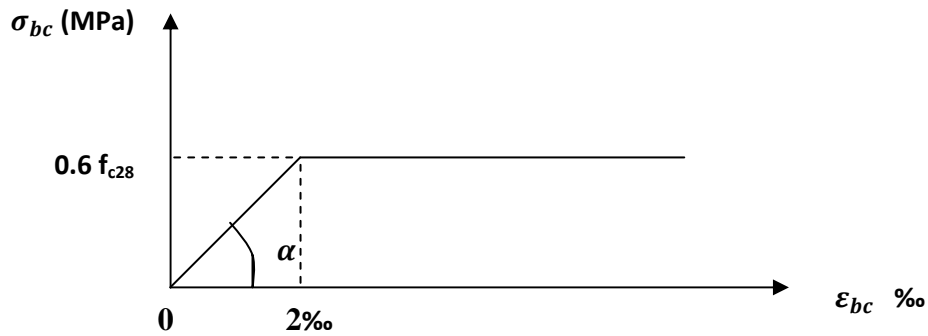


Fig.1.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

c) **Contrainte de cisaillement (τ_u)** : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.5.1.1}).$$

Avec: 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 situation doit vérifier les conditions suivantes : (BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2)

- Si les armatures sont droites :

En fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$

En fissuration Préjudiciable et fissuration très préjudiciable: $\tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$

- Si les armatures sont inclinées à 45° : $\tau_u \leq \min \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

I.4.1.5 Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I.4.2. Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ❖ **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ❖ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
H A	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
H A	Haute Adhérence FeE 500	H A	500	550	12‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

I.4.2.1 Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

I.4.2.2 Contrainte limite :

a) Contrainte limite ultime :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.4.3.2}).$$

Avec ; $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité

$$\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$$

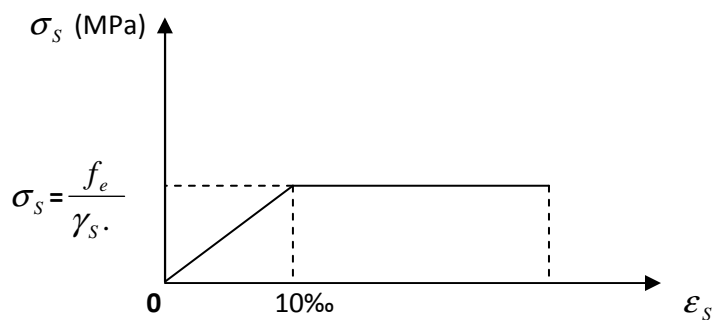


Fig. I.3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

b) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on à été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots\text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \dots\dots\dots\text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \dots\dots\dots\text{Fissuration très préjudiciable.}$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6$ mm

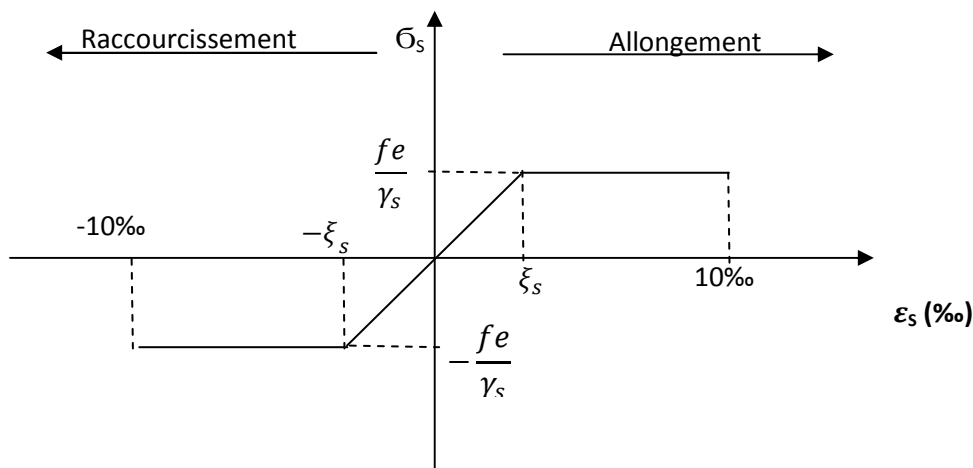


Fig.1.4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S.

Remarque : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

I.5 Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4).

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

- $c \geq 5\text{cm}$: Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

I.5.1 Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_l \leq h / 10$.

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

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I.5.2 Système de coffrage

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



Coffrage en bois



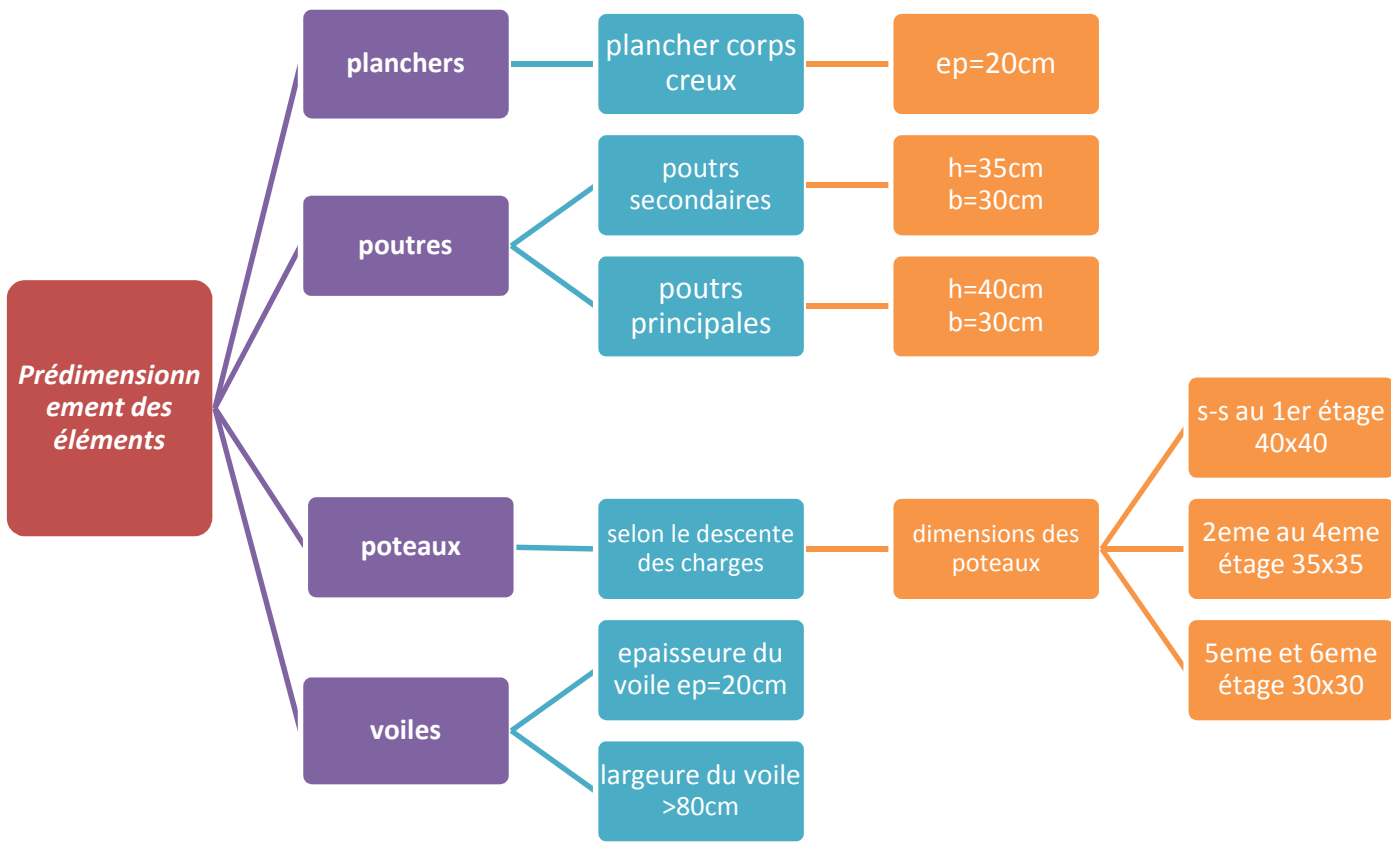
coffrage métallique

I.6.Conclusion :

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

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments



II. 1 Pré dimensionnement des éléments :

Son but est de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles). Pour ce faire, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

II.2 Les planchers :

II.2.1 Plancher en corps creux:

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment. Il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

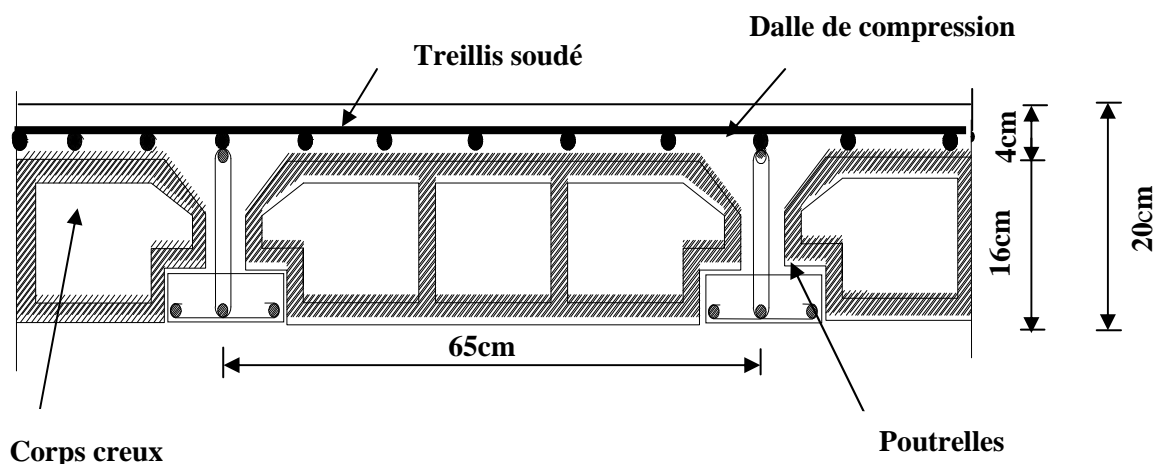


Fig.II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

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

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 3.50 - 0.25 = 3.25m$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 325 / 22.5 = 14.44cm.$$

On opte pour un plancher (**16+4**) **cm** et il sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II.2.2. Plancher en dalle pleine:

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

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

Avec :

e_p : la hauteur totale de la dalle.

L : la largeur du porte à faux et du balcon.

Dans notre cas : $L = 130cm$. D'où $e_p = 13cm$

On adopte donc un plancher d'épaisseur $e_p = \mathbf{15 cm}$.

II.3 Les Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur** « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- **Largeur** « b » : $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : **L_{max}** : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

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

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II. 3. 1 Poutres principales : $L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$

La hauteur : $435/15 \leq ht \leq 435/10$

$$29 \leq ht \leq 43.5$$

On opte pour une hauteur : **ht = 40 cm.**

La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour une largeur : **b = 30 cm.**

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4$ **condition vérifiée.**

La section de la poutre principale (**b x ht**) = **(30 * 40) cm².**

II. 3. 2 Poutres secondaires : $L_{max} = 350 - 25 = 325$ cm.

La hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$21.66 \leq h_t \leq 32.5$$

On opte pour une hauteur : **ht = 35 cm.**

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$11 \leq b \leq 21$$

On opte pour une largeur : **b = 30 cm.**

Donc la section de la poutre secondaire est **(b x ht) = (30 * 35) cm².**

Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.6 \leq 4 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Conclusion : les dimensions retenues sont :

Poutres principales : **(30 * 40) cm².**

Poutres secondaires : **(30 * 35) cm².**

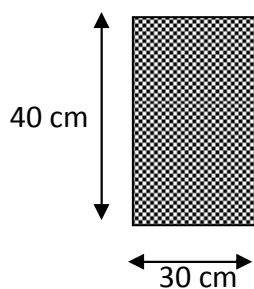


Fig.II.2 : Dimensions de la poutre principale

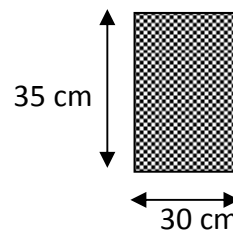


Fig.II.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) **épaisseur du voile (e_p)** : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

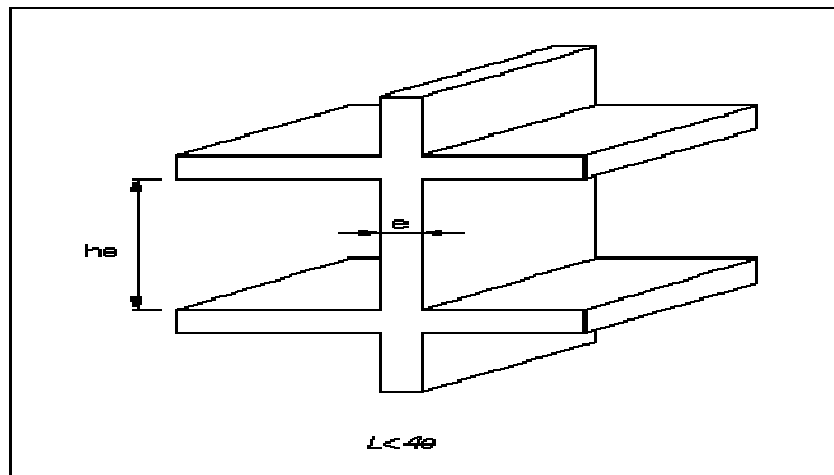


Fig.II.4 : Coupe d'un voile en élévation

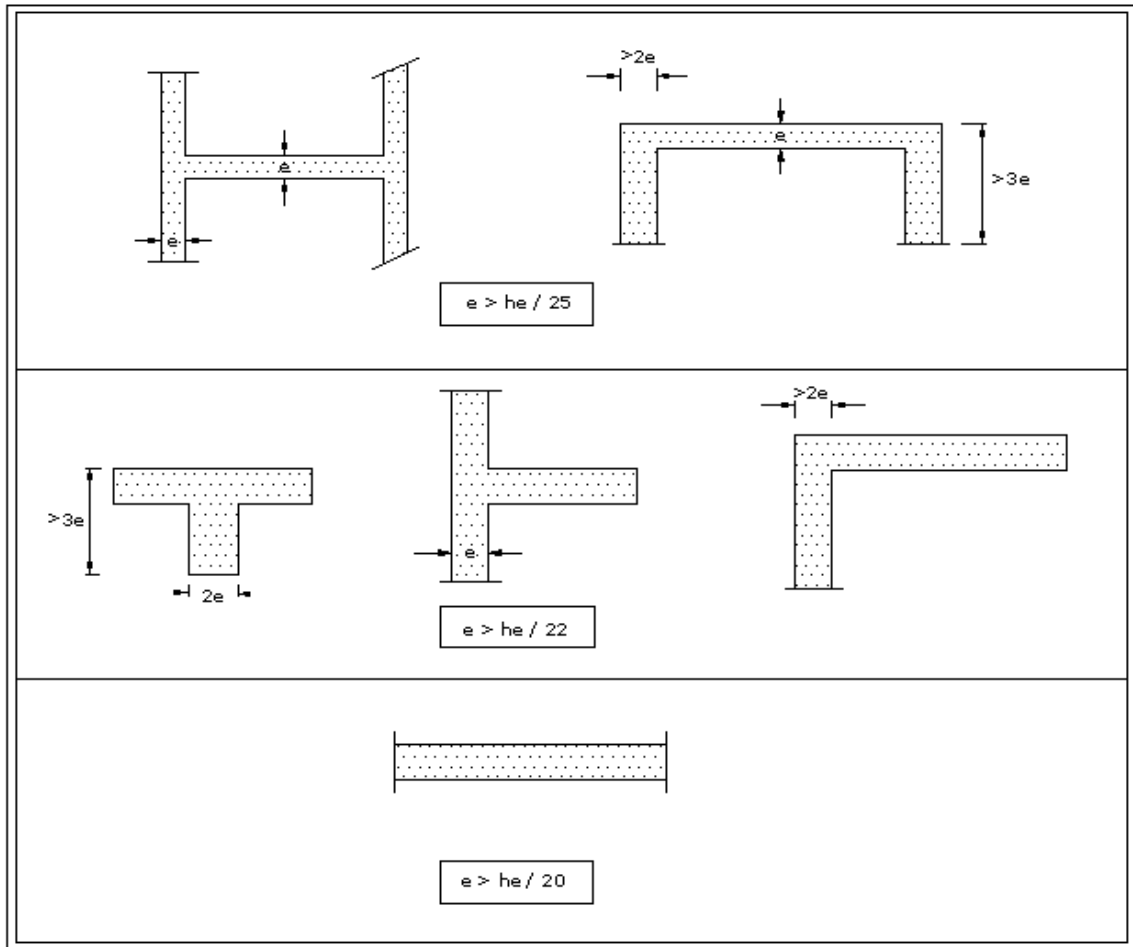


Fig.II.5 : Coupes de voiles en plan

$a \geq \frac{he}{20}$; avec : $he = h - ep$ et ep : hauteur de la poutre principale.

$$he = 408 - 40 = 368 \text{ cm.}$$

CAS 1: $a \geq he / 25 = 368 / 25 = 14.72 \text{ cm.}$

CAS 2: $a \geq he / 22 = 368 / 22 = 16.73 \text{ cm.}$

CAS 3: $a \geq he / 20 = 368 / 20 = 18.4 \text{ cm.}$

h_e : la hauteur libre max d'étage ($h_e = 368 \text{ cm}$).

On prend: $e = 20 \text{ cm.}$

b) Vérification des exigences du RPA 99(Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a$$

$$\Rightarrow L_{\min} = 85 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : L_{\min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

II.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q$

N_s : effort normal de compression à la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

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

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**, qui se fait comme suit :

II.5.1 Détermination des charges et surcharges:

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II.5.1.1 Charges permanentes « G » :

Les planchers :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

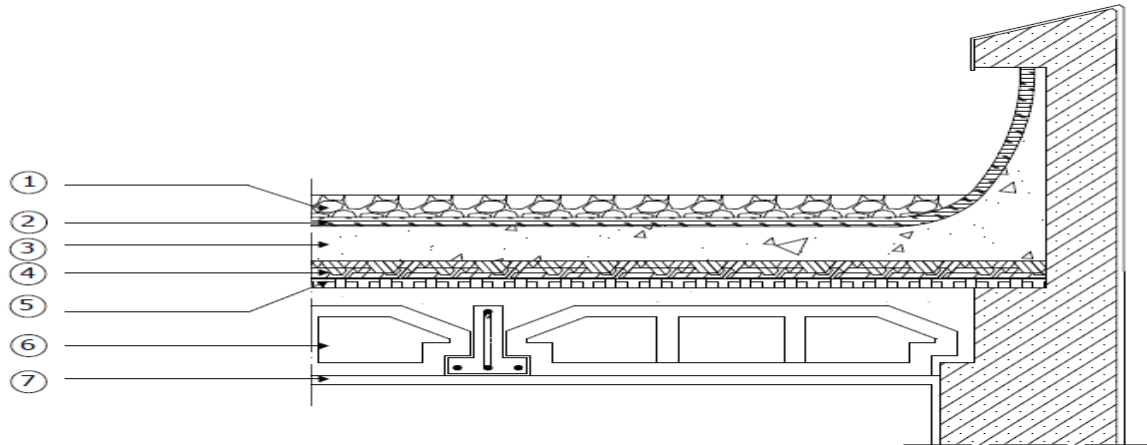


Fig.II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : valeur de la charge permanente G_{tot} du plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
3	Forme de pente en béton	0.07	2200	154
4	Feuille de polyane	0.01	-	1
5	Isolation thermique (liège)	0.04	400	16
6	Dalle en cops creux (16+4) cm Hourdis +dalle de compression	0.20	1400	280
7	Enduit plâtre	0.02	1000	20
$G_{tot}=568\text{kg/m}^2 = 5,68\text{kN/m}^2$				

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d’après le (DTR. B.C 2.2).

b) Plancher étage courant :

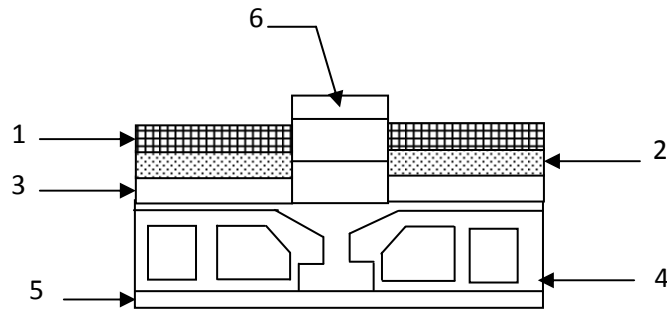


Fig.II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente G_{tot} du plancher de l'étage courant.

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/ m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Couche de sable	0,02	1800	36
4	Dalle en corps creux (16+4) cm	0,20	1400	280
5	Enduit plâtre	0,02	1000	20
6	Cloison en briques creuses	0,10	900	90
$G_{tot} = 510 \text{ kg/m}^2 = 5,10 \text{ kN/m}^2$				

c) Planches en dalle pleine :

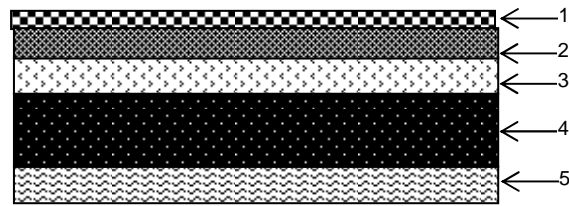
**Fig.I.-8:** Coupe transversale de la dalle pleine

Tableau. II.3 : valeur de la charge permanente G_{tot} de la dalle pleine (porte à faux).

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement 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 béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
			$G_{tot}=5.31\text{KN/m}^2$	

Les Murs :

a) Mur extérieur :

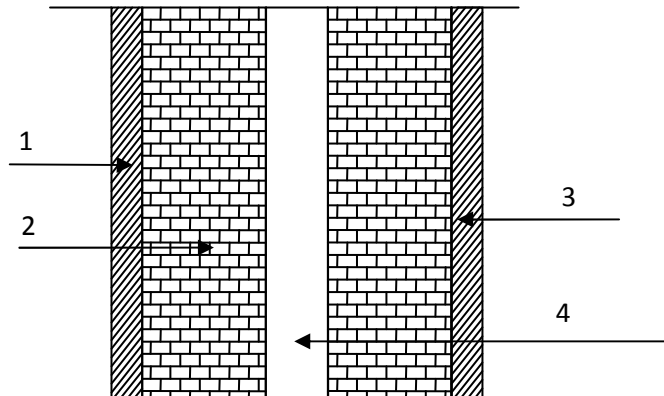


Fig.II.9 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente G_{tot} du mur extérieur.

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0,36
2	Brique creuse	2x0,1	2x900	2x90	1,8
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	20	0,20
4	Lame d'air	0,05	/	0	0
$G_{tot} = 236\text{kg/m}^2 = 2,36\text{kN/m}^2$					

b) Mur intérieur :

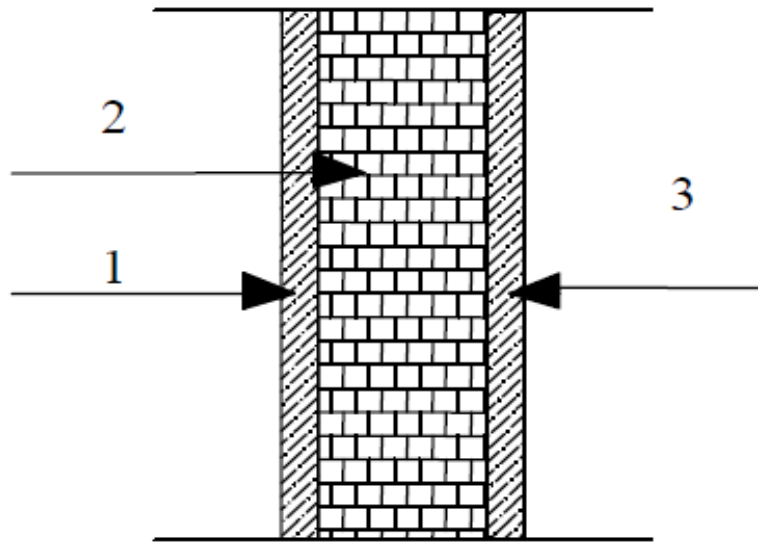


Fig. II.10 : Coupe verticale du mur simple cloison

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente G_{tot} du mur intérieur.

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,04	1000	40	0,40
2	Brique creuse	0,10	900	90	0.9
$G_{tot} = 130\text{kg/m}^2 = 1,30\text{kN/m}^2$					

Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente G_{tot} de la dalle pleine (balcon).

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44	0,44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
3	Couche de sable	0,02	1800	36	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	2500	375	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0,36
				$G_{tot} = 531\text{kg/m}^2 = 5,31\text{kN/m}^2$	

Acrotère:

$h_t = 60\text{cm}$.

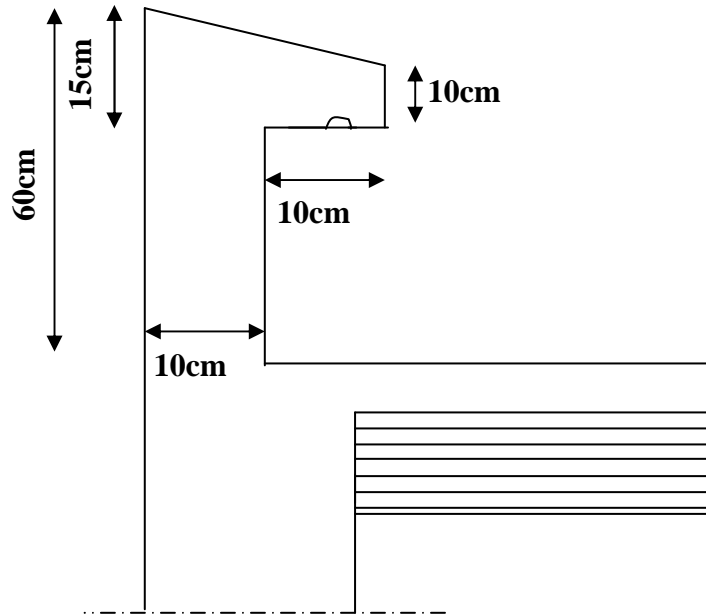


Fig.II.11 : Coupe transversale de l'acrotère

En se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessus, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondante.

- **Charge permanente de l'acrotère:**

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr} .$$

$$G_{acr} = 2500 [(0.05 \times 0.2)/2 + 0.10 \times 0.2 + (0.45 \times 0.1)] = 175 \text{ kg/ml}$$

$$G_{acr} = 175 \text{ kg/ml} = 1.75 \text{ kN/ml}$$

II.4.1.1.5 Poutres :

a) Poutres principales :

$$G_{pp} = b \times h_{pp} \times \rho_{beton} = 0.30 \times 0.40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml}.$$

$$G_{pp} = 300 \text{ kg/ml} = 3 \text{ kN/ml}.$$

b) Poutres secondaires :

$$G_{ps} = b \times h_{ps} \times \rho_{beton} = 0.30 \times 0.35 \times 2500 = 262,5 \text{ kg/ml}.$$

$$G_{ps} = 262.5 \text{ kg/ml} = 2.625 \text{ kN/ml}.$$

II.5.1.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

Tableau II.7 : Le DTR nous donne les valeurs des surcharges d'exploitation réglementaires suivantes :

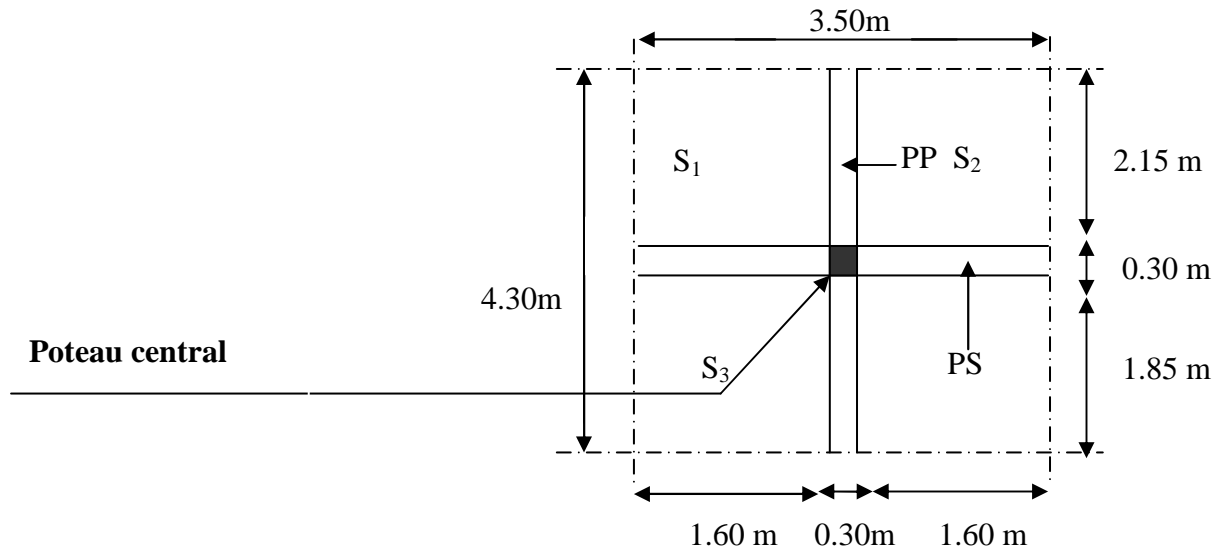
Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (kN/m ²)
Plancher de terrasse inaccessible	1.00
Planchers de RDC et d'étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher de sous-sol à usage d'habitation	1.50
acrotère	1.00
Escalier	2.50
Balcons en dalle pleine	3.50

Remarque :

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau B2 comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée par la descente de charge.

II.5.2 Descente de charge :

II.5.2.1. Détermination de la surface revenant au poteau B2 :

**Fig.II.12:** surface d'influence du poteau « B2 »

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (2.15+1.85) \times (1.60+1.60)$$

$$S = 12.8 \text{ m}^2.$$

II.5.2.2. Calcul du poids propre des poutres :

a) Poutres principales :

$$P_{pp} = G_{pp} \times L = (25 \times 0.3 \times 0.4) \times (2.15 + 0.30 + 1.85)$$

$$P_{pp} = 12.9 \text{ kN}.$$

b) Poutres secondaires :

$$P_{ps} = G_{ps} \times L = (25 \times 0.3 \times 0.35) \times (1.60 + 0.30 + 1.60)$$

$$P_{ps} = 9.1875 \text{ kN}.$$

c) Poids total des poutres :

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 12.9 + 9.1875 = 22.0875 \text{ kN}$$

$$P_{\text{total}} = 22.0875 \text{ kN}.$$

d) poids des poteaux :

Pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \end{cases}$$

Poids des poteaux du sous-sol :

$$P = 0,3 \times 0,3 \times 4,08 \times 25 = \mathbf{9.18 \text{ kN}}$$

Poids des poteaux de RDC :

$$P = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ kN}}$$

Poids des poteaux des étages courants :

$$P = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ kN}}$$

II.5.2.3. Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau B2 :**a) Plancher terrasse inaccessible :**

$$P_{\text{terrasse}} = G_{\text{tot(ter)}} \times S$$

$$P_{\text{terrasse}} = 5.68 \times 12.80 = 72.704 \text{ kN.}$$

$$P_{\text{terrasse}} = \mathbf{72.704 \text{ kN.}}$$

b) Plancher d'étage courant :

$$P_{\text{etage}} = G_{\text{tot(etage)}} \times S$$

$$P_{\text{etage}} = 5.10 \times 12.80 = 65.28 \text{ kN}$$

$$P_{\text{etage}} = \mathbf{65.28 \text{ kN}}$$

II.5.2.4. Loi de dégression de charge : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme étant indépendante, les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression.

Les charges sur ces planchers sont prises sous abattement.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de **05** niveaux.

Ce qui est le cas de notre bâtiment à étudier.

$$Q = Q_0 + (3+n)/2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T .R})$$

$(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

N^{oi} //Niveau..... Charge (kN).

0.... Terrasse $Q_0 = 1 \times 12.8 = 12.80 \text{ kN}$

1.....Etage 06..... $Q_0 + Q_1 = 12.8 + 19.2 = 32 \text{ kN}$

2.....Etage 05..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12.8 + 0.95(38.4) = 49.28 \text{ kN}$.

3.....Etage 04..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + \dots + Q_3) = 12.8 + 0.9(57.6) = 64.64 \text{ kN}$.

4.....Etage 03..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 12.8 + 0.85(76.8) = 78.08 \text{ kN}$.

5.....Etage 02..... $Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) = 12.8 + 0.8(96) = 89.6 \text{ kN}$.

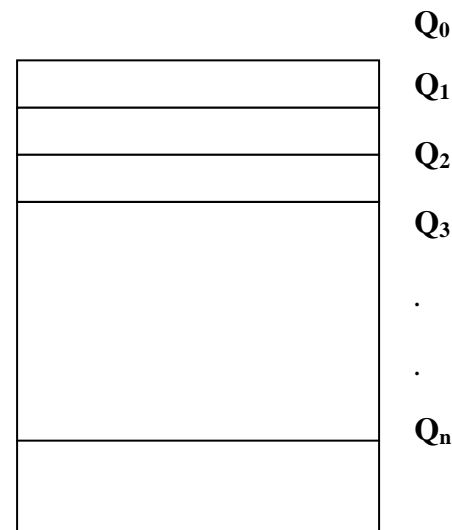
6.....Etage 01..... $Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 12.8 + 0.75(115.2) = 99.2 \text{ kN}$.

7.....Etage 00..... $Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) = 12.8 + 0.714(134.4) = 108.76 \text{ kN}$.

Avec :

$Q_0 = 1 \times 12.8 = 12.8 \text{ kN}$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 12.8 = 19.2 \text{ kN}$



II.5.2.5. Plancher en corps creux :

Tableau. II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

Niveau	Charges permanentes					Charges d'exploitations		Ns = G _{Cum} +Q _{cu} m (KN)	S = $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S _{Adoptée} s (cm ²)
	G _{Plancher} (KN)	G _{Poutres} (KN)	G _{Poteau} (KN)	G _{Totale} (KN)	G _{Cum} (KN)	Q _{Plancher} (KN)	Q _{cum} (KN)			
06	72.704	22.0875	/	94.7915	94.7915	12.80	12.80	107.5915	71.73	30x30
05	65.28	22.0875	6.885	94.2525	189.044	32	44.8	233.844	155.9	30x30
04	65.28	22.0875	6.885	94.2525	283.2965	49.28	94.08	377.3765	251.6	35x35
03	65.28	22.0875	6.885	94.2525	377.549	64.64	158.72	536.269	357.5	35x35
02	65.28	22.0875	6.885	94.2525	471.8015	78.08	236.8	708.6015	472.4	35x35
01	65.28	22.0875	6.885	94.2525	566.054	89.6	326.4	892.454	595	40x40
RDC	65.28	22.0875	6.885	94.2525	660.3065	99.2	425.6	1085.9065	723.94	40x40
S-sol	65.28	22.0875	9.18	96.5475	756.854	108.76	534.36	1291.214	860.81	40x40

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kN/cm}^2$$

II.6 Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

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

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa-
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$

Sous-sol :

- $\text{Min}(b1, h1) = \min(40,40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $\text{Min}(b1, h1) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 408/20 = 20,4 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $1/4 < 40/40 = 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

RDC, 1^{er} :

- $\text{Min}(b1, h1) = \min(40,40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $\text{Min}(b1, h1) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $1/4 < 40/40 = 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

2^{me}, 3^{me} et 4^{me} :

- $\text{Min}(b1, h1) = \min(35,35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $\text{Min}(b1, h1) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $1/4 < 35/35 = 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

5^{me}, 6^{me} :

- $(b1, h1) = \min(30,30) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $\text{Min}(b1, h1) = 30 \text{ cm} > h_e / 20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**
- $1/4 < 30/30 = 1 < 4$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène de perte de stabilité qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement: $\lambda = l_f/i \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement($0,7h_e$)

L_0 : Longueur libre de poteau.

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

I : Moment d'inertie ($b \times h^3/12$), avec ($b=h$).

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

$$\lambda = 2,42 L_0/b.$$

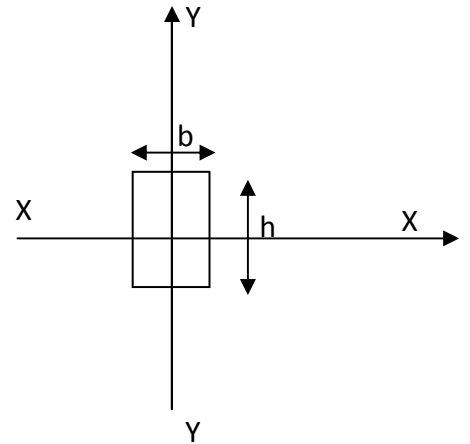


Fig.II.13: Dimension du poteau suivant X et Y

- **1-Poteau de sous-sol :**($L_0= 408\text{cm.}$)

→ $\lambda = (2,42 \times 408)/40 = 24,684 < 50$**Condition vérifiée.**

- **2-Poteau de RDC :**($L_0= 306\text{cm.}$)

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,513 < 50$**Condition vérifiée.**

- **3-Poteau d'étage courant :**($L_0 = 306\text{cm}$)

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,513 < 50$**Condition vérifiée.**

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/35 = 21,157 < 50$**Condition vérifiée.**

→ $\lambda = (2,42 \times 306)/30 = 24,684 < 50$**Condition vérifiée.**

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.7 Conclusion :

On procède au pré dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivants :

Dalle en corps creux : **16+4=20cm**

Dalle pleine : **15 cm**

Poutres principal : **(30x40) cm²**

Poutres secondaire : **(30x35) cm²**

Voile de contreventement : **ep=20cm**

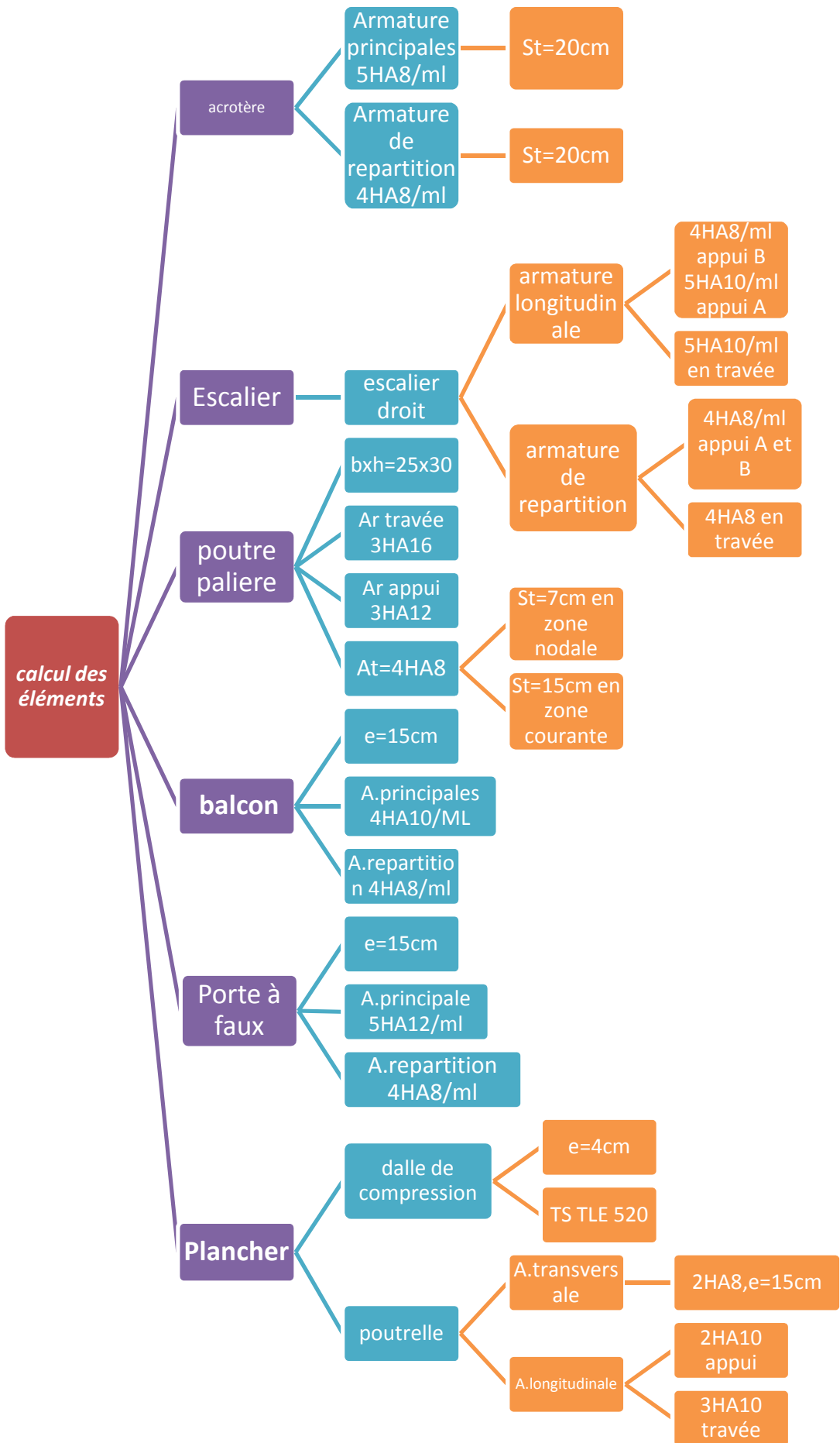
Poteaux niveau sous -sol, (RDC) et **1^{er}** étage: **(40x40) cm²**

Poteaux niveau 2,3et4 : **(35x35) cm²**

Poteaux niveau 5et 6 : **(30x30) cm²**

CHAPITRE III

Calcul des éléments



III.1. Calcul de l'acrotère:

III.1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul se fait conformément au règlement **BAEL 91 modifié 99**.

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

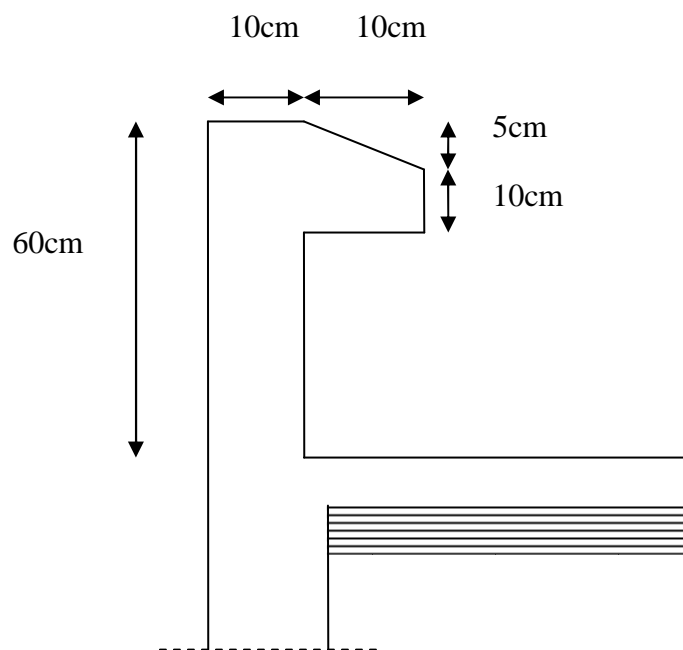


Fig.III.1 : coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$G = \rho \times S$ avec : ρ : masse volumique du béton

S : section de l'acrotère

$$G = 25 \times \left[\frac{0.05 \times 0.1}{2} + 0.1 \times 0.1 + 0.1 \times 0.6 \right] = 1.8125 \text{ kN/ml.}$$

$G = 1.8125 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation: **$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$** .
- Effort normal dû au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.8125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : **$T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$** .
- Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN .m}$$

III.1.3. Diagramme des efforts

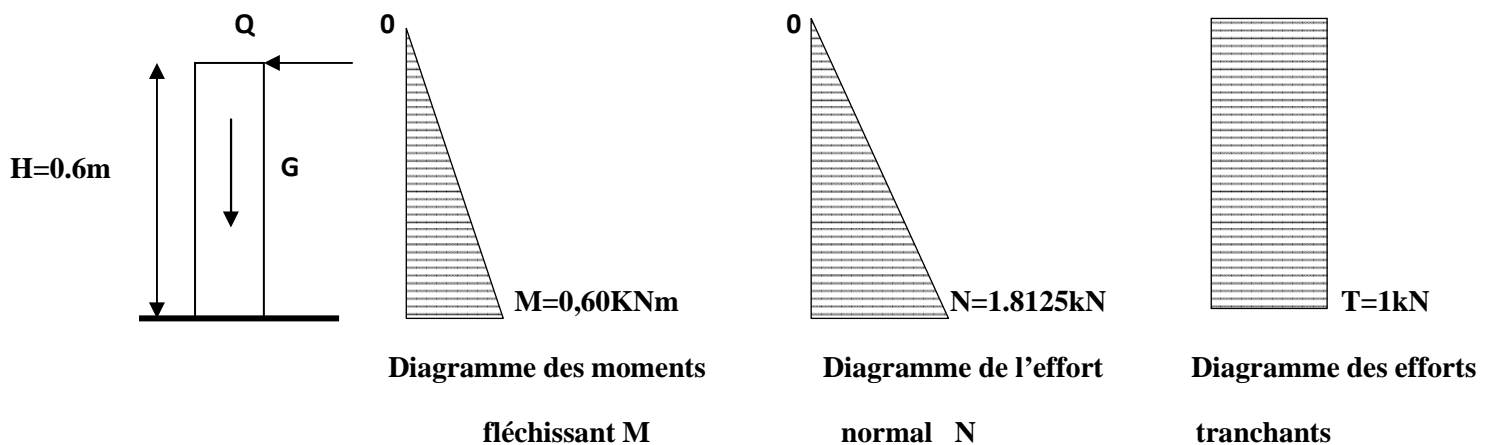


Fig.III.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.4. Combinaison de Charge

➤ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.8125 = 2.447 \text{ KN (dû à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (dû à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS** : $G + Q$

$$N_s = G = 1.8125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN .m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

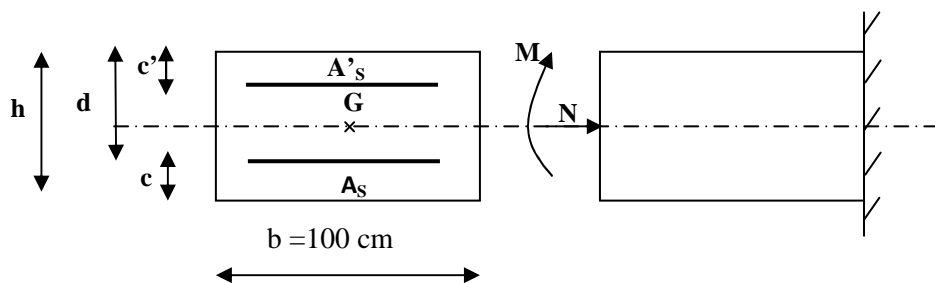


Fig.III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

b) Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.447} = 36.78 \text{ cm}$$

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

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) 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_f » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III.1.6. Calcul en flexion simple :**a) Moment fictif (M_f):**

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

$$M_f = 0.9 + 2.447 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.973 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.973 \text{ KN.m}$$

b) Moment réduit μ_u :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0.973 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107 < \mu_1 = 0.392$$

$\mu_u = 0.0107 < \mu_1 = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_u = 0.0107 \quad \square \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

c) Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc :

$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{973}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2.$$

d) Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.35 - \frac{2.447 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2.$$

III.1.7. Vérifications:

III.1.7.1. Vérification à l'ELU :

- condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35.8 - 0.455 \times 8}{35.8 - 0.185 \times 8} \right]$$

$$A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est **5HA 8 / ml = 2.51 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm**.

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de **20 cm**.

• **Vérification des espacements :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4.5.3).

Soit :

$$St \leq \min \{2h, 25cm\}$$

On a :

$$20cm \leq \min \{20cm, 25cm\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.1.7.2. Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1.1/BAEL 91 modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$

Et : $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \leq \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III.1.7.3 : Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec} \quad \tau_{se}^- = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$ $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 5 \pi \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.166 < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.1.7.4. Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm}$$

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

III.1.7.5 : Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL 91 révisé 99-Art.4.5.2) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0,314 \Rightarrow \beta = 0,912$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,912) = 0,264$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,264}{15(1 - 0,264)} = 0,024$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0,912 \times 8 \times 2.51} = 32,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,024 \times 32,76 = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,79 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier (BAEL 91 révisé 99 Art.4.5.23) ;

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 32,76 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

III.1.7.6 : Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3) :

D'après le **RPA 99 (version 2003)**, les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du **RPA 99 modifié 2003**), dans notre cas **C_p = 0.3**

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère)

$$W_p = G = 1.8125 \text{ KN/ml.}$$

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.8125 = 0.326 \text{ KN/ml}$

$F_p = 0.326 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Remarque :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force **F_p**.

III.1.8.Conclusion :

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adopte le ferrailage suivant :

02 nappes d'armatures :

-**5HA8/ml** = **2,51cm²/ml** comme armatures principales pour chaque nappe avec un espacement **St = 20 cm**

-**4HA8/ml** = **2,01cm²/ml** comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement **St = 20cm**.

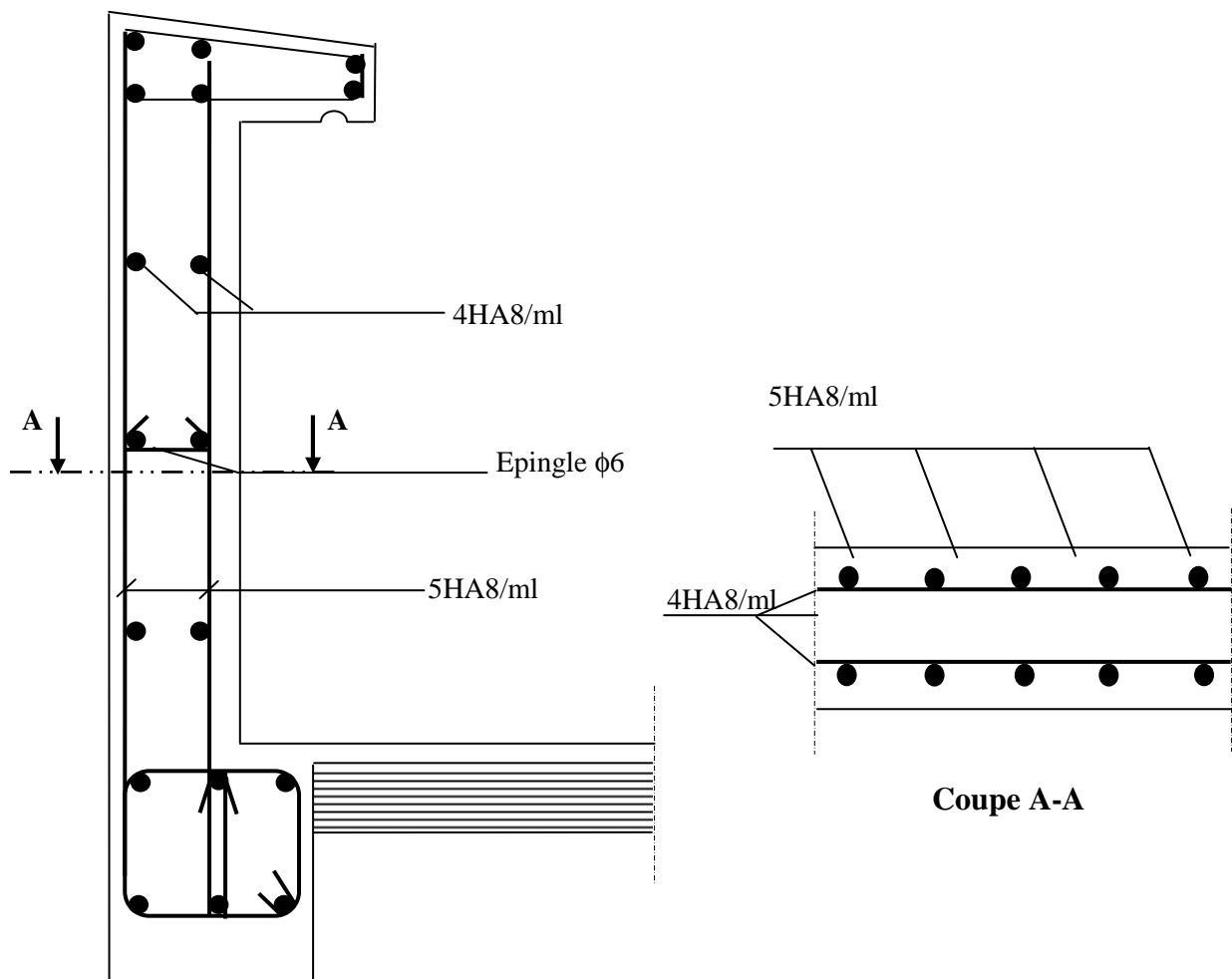


Fig.III.4 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Plancher en corps creux :

III.2.1. Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux. Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudé).

Le calcul des poutrelles se fait **avant** et **après** coulage de la dalle de compression.

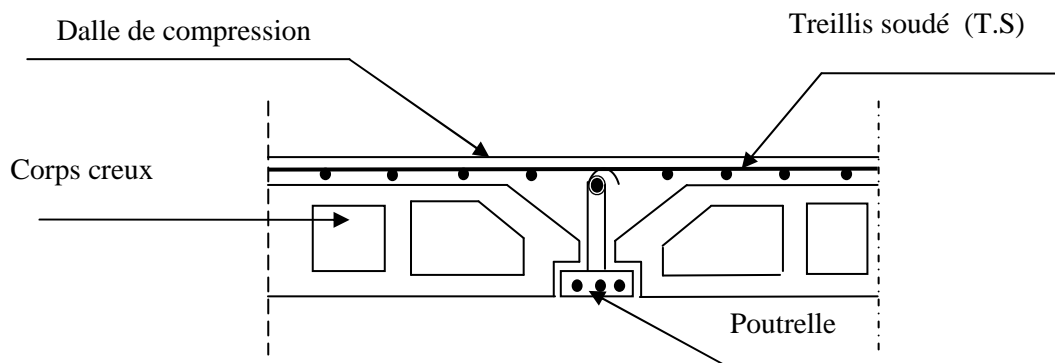


Fig.III.5 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux

III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

- **33 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **20 cm** pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

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

Avec $L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

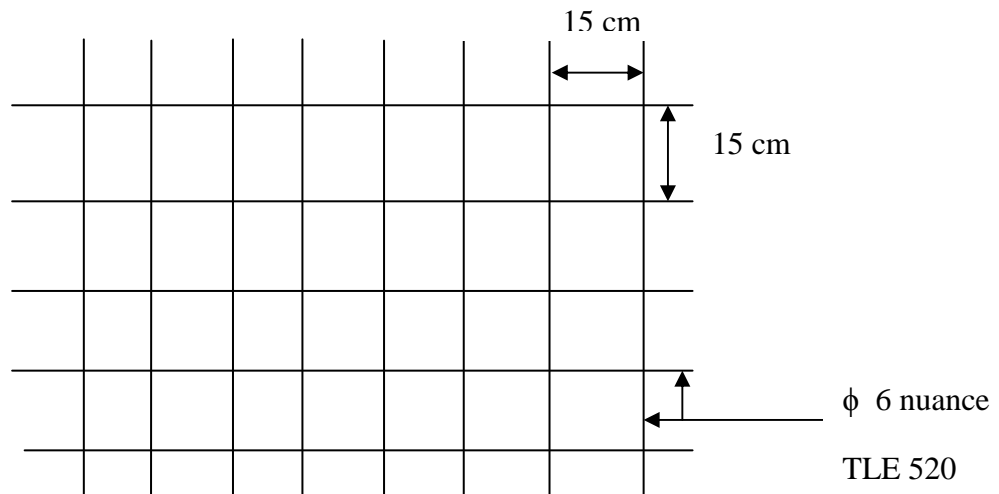


Fig.III.6 : Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (150x150) cm².

III.2.3. Calcul de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

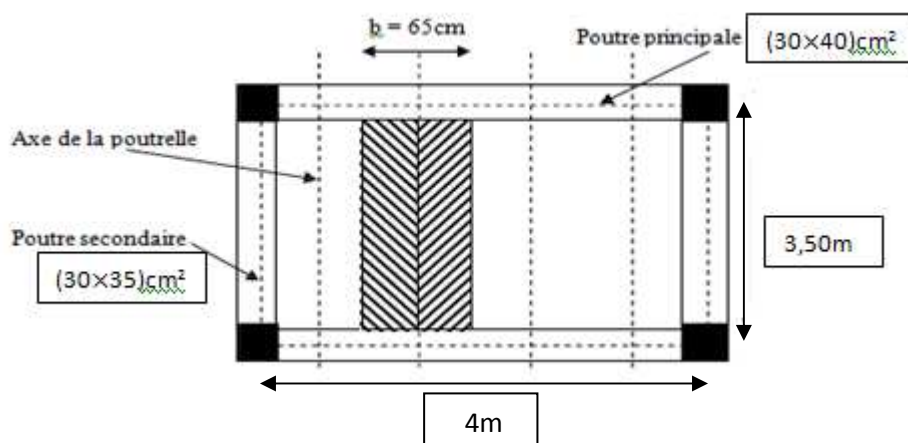


Fig.III.7 : surface revenant aux poutrelles.

Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.50)^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

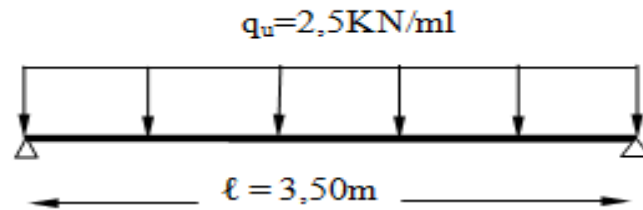


Fig.III.8 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,5}{2} = 4,375\text{KN}$$

- Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,62 \gg \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

(SDA)

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12×4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

b) Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

Ace stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

• **Dimensionnement :**

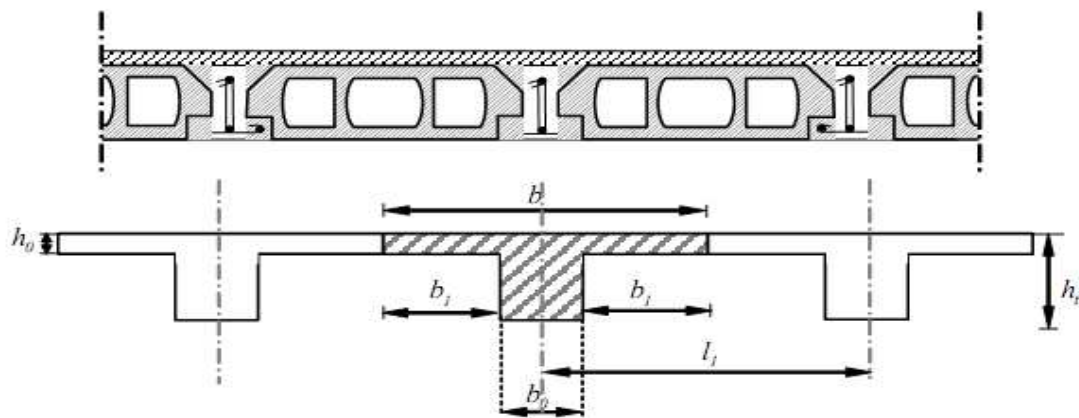


Fig.III.9 : Schéma de la table de compression

- la hauteur de la poutrelle est de $h_t=20\text{cm}$
- la hauteur de la dalle de compression..... $h_0=4\text{cm}$
- la longueur entre axes des poutrelles $l_1= 65\text{cm}$
- distance entre deux parements voisins de deux poutrelles..... $L= 65-12= 53\text{cm}$
- la longueur libre entre nœuds d'appuis..... $\ell=350\text{cm}$

Un plancher à corps creux $\rightarrow h_t = 20\text{cm}$ $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} \\ 4\text{cm} \end{array} \right.$

Donc on a des poutrelles de : $\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$

- Détermination de la largeur "b" (BAEL91/Art A.4.1 ,4) :

$$b = 2b_1 + b_0$$

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad \Rightarrow \quad 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

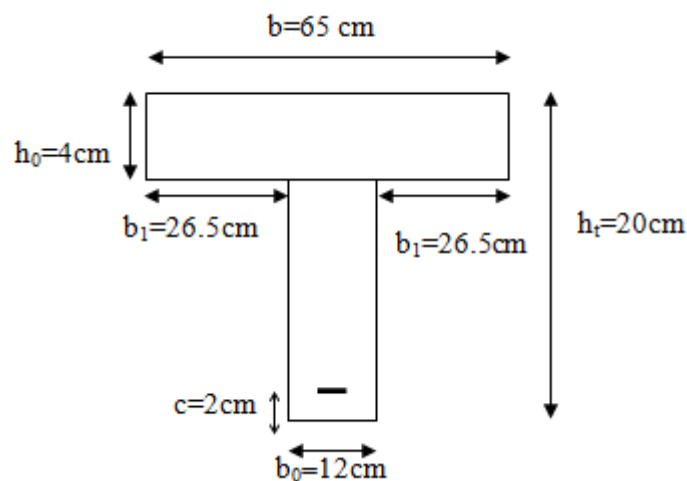


Fig.III.10 : Coupe transversale de la poutrelle

Chargement :

- poids propre du plancher d'étage courant : $G_1 = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$
- poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \text{ KN/ml}$
 $G' = G_1 + G_1 = 3.315 + 0.12 = 3.435 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :
 -usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Remarque : Pour nos calculs, on a un seul type de plancher (plancher à usage d'habitation).

III.2.4. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire :

- a) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**
 (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

1°/ la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes : $q \leq \max(2G' ; 5 \text{ KN/m}^2)$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \max\{2G'; 5 \text{ KN/ml}\} = 6.87 \text{ kN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. **Condition vérifiée.**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{350}{350} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{350}{280} = 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{280}{350} = 0.8 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{350}{350} = 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....**Condition vérifiée**

Conclusion :

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

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M₀ » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

Exposé de la méthode :

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

- M₀ : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
M₀ = q l² / 8 ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) \bullet M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- a. $0.6 M_0$ pour une poutre de 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 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant

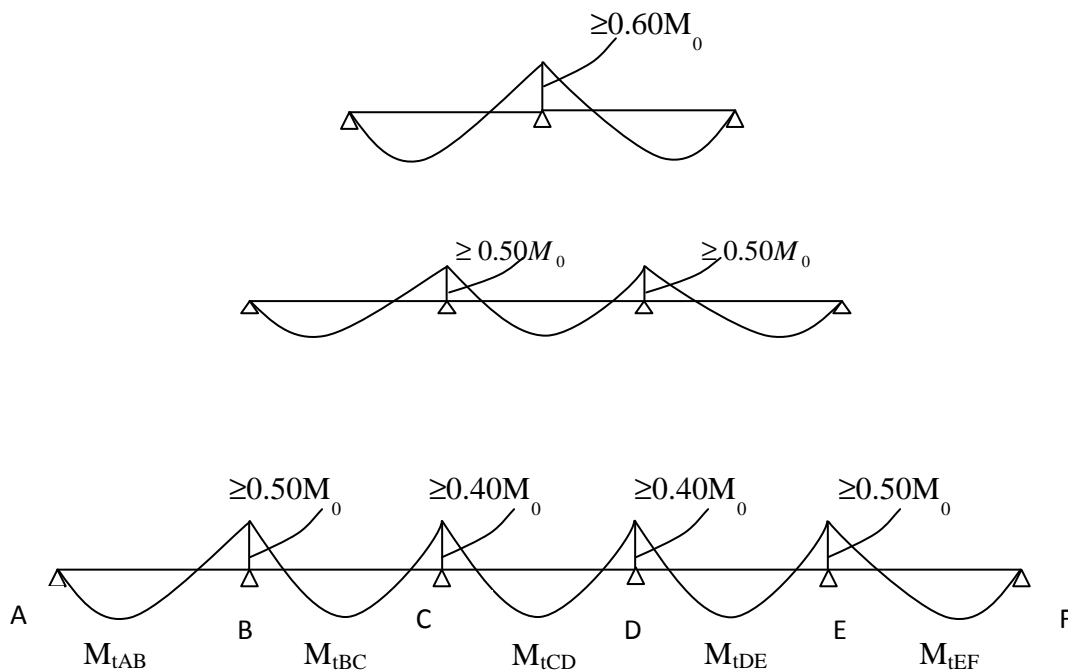


Fig.III.11 : schématisation des moments pris en compte pour la méthode forfaitaire

c) Application :

Plancher à usage d'habitation :

• Combinaison d'action :

☞ A L'ELU :

$$q_u = 1.35G' + 1.5Q = 1.35 \times 3.435 + 1.5 \times 0.975 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

☞ A L'ELS :

$$q_s = G' + Q = 3.435 + 0.975 = 4.41 \text{ KN/m}$$

• Schéma statique de calcul :

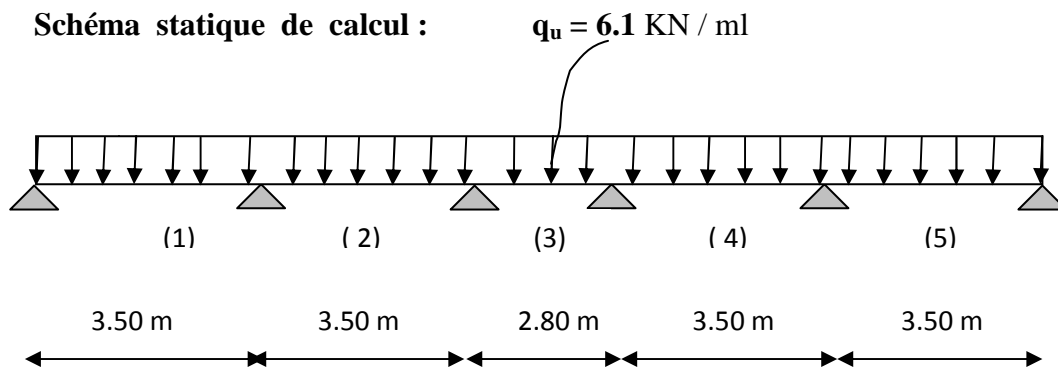


Fig.III.12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

• Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{1.5}{5.10 + 1.5} = 0.227 < \frac{2}{3}$$

Tableau. III.1 : valeur des coefficients en fonction de α

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.227	1.068	0.534	0.634

- Calcul des moments isostatique :

- En travée

$$M_0 = \frac{q_u l_2^2}{8}$$

Tableau. III.2 : valeurs des moments isostatiques en travées.

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
L(m)	3.50	3.50	2.80	3.50	3.50
M ₀	9.34	9.34	5.98	9.34	9.34

- En appuis

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Tableau. III.3 : valeurs des moments sur appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	2.80	4.67	3.74	3.74	4.67	2.80

- Calcule des moments en travées :

- Travée de rive A – B

- ◆ $M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2}$ et $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

$$M_{tAB} \geq 1.068 \times 9.34 - \frac{2.80 + 4.67}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 6.24 \text{ kN.m}$$

- ◆ $M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.634 \times 9.34 = 5.92 \text{ kN.m}$

On prend :

$$M_{tAB} = 6.24 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\blacklozenge M_{iBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iBC} \geq 1.068 \times 9.34 - \frac{4.67 + 3.74}{2}$$

$$M_{iBC} \geq 5.77 \text{ kN.m}$$

$$\blacklozenge M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.534 \times 9.34 = 4.99 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{iBC} = 5.77 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire C - D**

$$\blacklozenge M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.068 \times 5.98 - \frac{3.74 + 3.74}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 2.65 \text{ kN.m}$$

$$\blacklozenge M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.534 \times 5.98 = 3.19 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$M_{iCD} = 3.19 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$M_{iDE} = M_{iBC} = 5.77 \text{ kN.m}$$

➤ **Travée de rive E - F**

$$M_{iEF} = M_{iAB} = 6.24 \text{ kN.m}$$

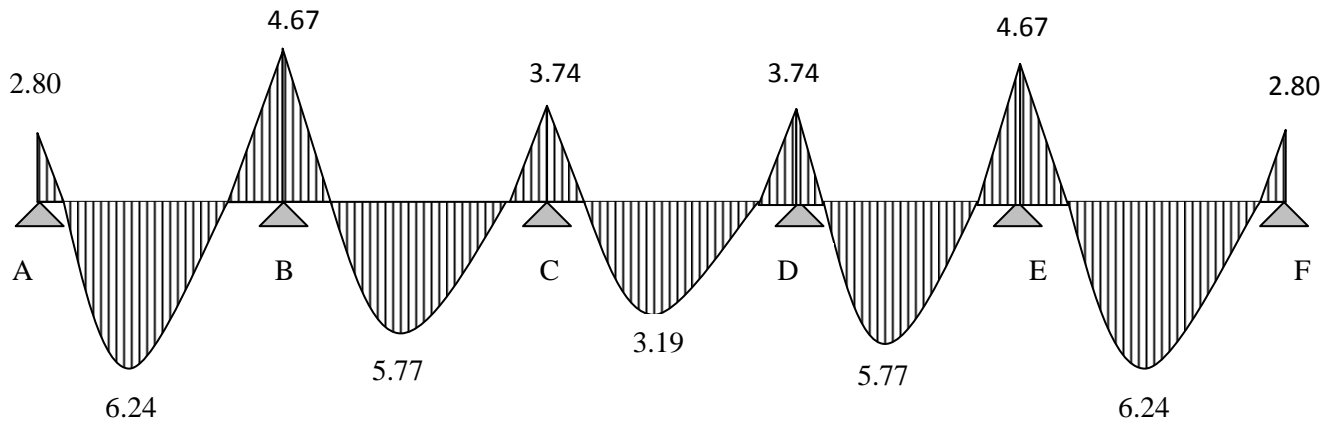


Fig. III.13 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)

- Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ La travée A - B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.67) - (-2.80)}{3.50}$$

$$V_A = 10.14 \text{ kN.}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.67) - (-2.80)}{3.50}$$

$$V_B = -11.21 \text{ kN.}$$

➤ La travée B- C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.74) - (-4.67)}{3.50}$$

$$V_B = 10.94 \text{ kN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-3.74) - (-4.67)}{3.50}$$

$$V_C = -10.41 \text{ kN.}$$

➤ La travée C - D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{6.1 \times 2.80}{2} + \frac{(-3.74) - (-3.74)}{2.80}$$

$$V_C = 8.54 \text{ kN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{6.1 \times 2.80}{2} + \frac{(-3.74) - (-3.74)}{2.80}$$

$$V_D = -8.54 \text{ kN}$$

➤ *La travée D – E*

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.67) - (-3.74)}{3.50}$$

$$V_D = 10.41 \text{ kN.}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.67) - (-3.74)}{3.50}$$

$$V_E = -10.94 \text{ kN.}$$

➤ *La travée E – F*

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-2.80) - (-4.67)}{3.50}$$

$$V_E = 11.21 \text{ kN.}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{6.1 \times 3.50}{2} + \frac{(-2.80) - (-4.67)}{3.50}$$

$$V_F = -10.14 \text{ kN.}$$

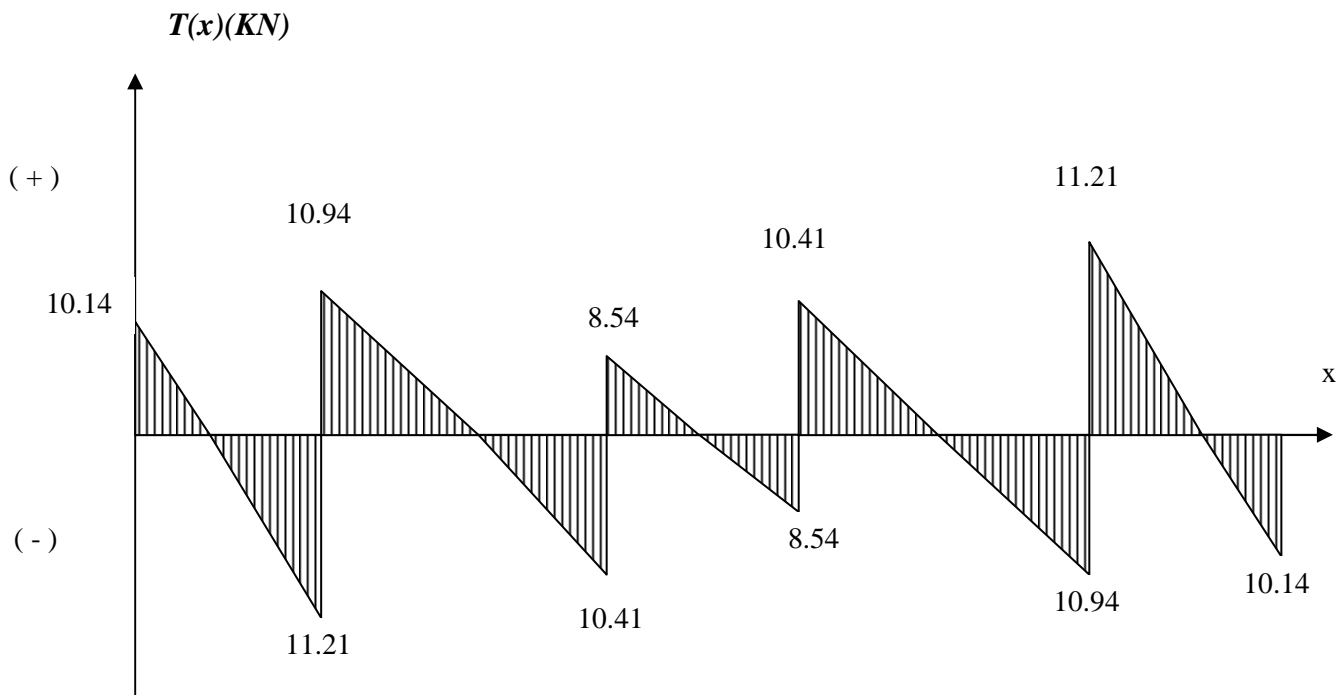


Fig. III.14 : Diagramme des efforts tranchants

• **Conclusion :**

$$M_{ut}^{\max} = 6.24 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ua}^{\max} = 4.67 \text{ kN.m.}$$

$$V_u^{\max} = 11.21 \text{ kN .}$$

III.2.5. Ferrailage à l'ELU :

• Armature longitudinale :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 6.24 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 4.67 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 6.24 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tab} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.24 \text{ KN.m} < M_{tab} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} \quad ;$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.24 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.24 \times 10^5}{0,990 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

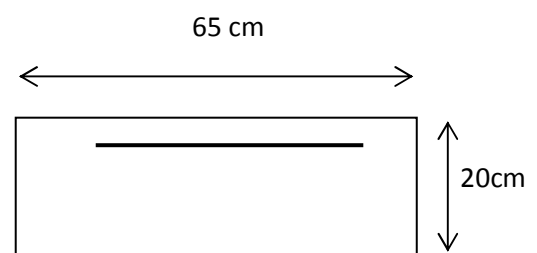


Fig. III.15: Ferrailage d'une section rectangulaire

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4.67 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.67}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.085 \Rightarrow \beta = 0.9555$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.67 \times 10^5}{0.9555 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.78 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 0.78 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

- **Calcul des armatures transversales (Art. A.7.2, 2 B.A.E.L 91) :**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right)$$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1, 0 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Nous adopterons $A_t = \mathbf{2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\Phi 8$

- **Calcul des espacements (article : A.5.1.22 B.A.E.L91) :**

$$St \leq \min(St_1, St_2; St_3)$$

$$St_1 \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = (0.9 \times 18\text{cm}; 40\text{cm}) = (16.2\text{cm}; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{1.0 \times 235}{0.4 \times 12} = 48.96 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.21 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0.52 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ N/mm}^2$$

$$St_3 \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot At}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0} = \frac{0.8 \times 235 \times 1.00}{(0.52 - 0.3 \times 2.1) 12} = 142.4 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{ 16.2 \text{ cm}; 48.96 \text{ cm}; 142.4 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : St = 15cm

Conclusion :

En travée, on adoptera : 3HA10 = 2.36 cm².

Aux appuis, on adoptera : 2HA10 = 1.57 cm².

Pour les aciers de continuité, on place : **2HA8 = 1.00cm².**

III.2.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

➤ En travée :

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

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

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

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 Art 5.1, 2.1.1) :

$$V_u^{\max} = 11.21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{11.21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.519 \text{ MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

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

$\tau_u = 0.519 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$Condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/ Art 5.1,3):

On doit vérifier que $V_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : $V_{\max} = 11.21 \text{KN}$

$a = 0.9 \times d$

$$V_{\max} = 11.21 \text{KN} < 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91/ Art 6.1,3)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

n : nombre du barres.

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.21 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.735 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.21 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.10 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée.

e) Longueur de scellement droit (BAEL91/ Art 6.1,221):

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles **BAEL91**.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91**(art **A.6.1.253**), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A.

Donc :

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

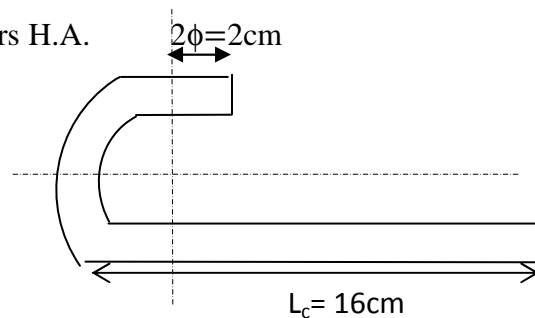


Fig.III.16 : Définition de l'ancrage normal.

f) Section minimale d'armatures inferieures sur appui (Art.A5.1.313.BAEL 91) :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max} = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times 11.21 = 0.322 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.322 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Contrainte minimale de compression sur appui (A .5.1.322.BAEL91) :

$$B_{mb} = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$B_{mb} = \frac{11.21 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0.577 \text{ MPa}$$

$$B_{mb} = 0.577 \text{ MPa} < 21.67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Calcul à l'E.L.S

a) Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s / q_u

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.1 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 4.41 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.723$$

- *Les moments en travées :*

$$M_{iAB} = 6.24 \times 0.723 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = 5.77 \times 0.723 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = 3.19 \times 0.723 = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} = 5.77 \times 0.723 = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{iEF} = 6.24 \times 0.723 = 4.51 \text{ KN.m}$$

- *Les moments en appuis*

$$M_A = 2.80 \times 0.723 = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 4.67 \times 0.723 = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 3.74 \times 0.723 = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 3.74 \times 0.723 = 2.70 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 4.67 \times 0.723 = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 2.80 \times 0.723 = 2.02 \text{ KN.m}$$

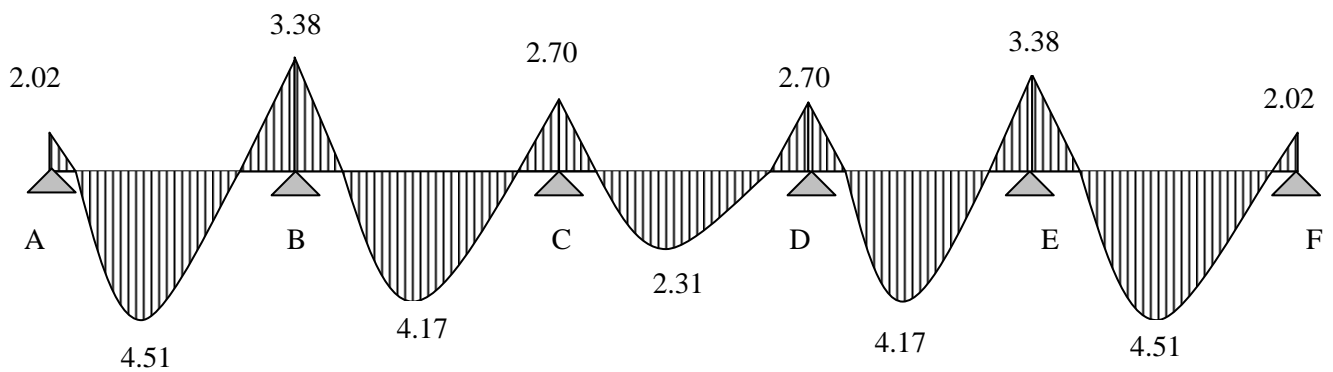


Fig.III.17: Diagramme des moments fléchissant

b) Effort tranchant à l'E.L.S :

• **Travée A – B**

$$V_A = 10.14 \times 0.723 = 7.33 \text{ KN}$$

$$V_B = -11.21 \times 0.723 = - 8.10 \text{ KN}$$

• **Travée B – C**

$$V_B = 10.94 \times 0.723 = 7.90 \text{ KN}$$

$$V_C = -10.41 \times 0.723 = - 7.53 \text{ KN}$$

• **Travée C – D**

$$V_C = 8.54 \times 0.723 = 6.17 \text{ KN}$$

$$V_D = -8.54 \times 0.723 = - 6.17 \text{ KN}$$

• **Travée D – E**

$$V_D = 10.41 \times 0.723 = 7.53 \text{ KN}$$

$$V_E = -10.94 \times 0.723 = - 7.90 \text{ KN}$$

• **Travée E – F**

$$V_E = 11.21 \times 0.723 = 8.10 \text{ KN}$$

$$V_F = - 10.14 \times 0.723 = - 7.33 \text{ KN}$$

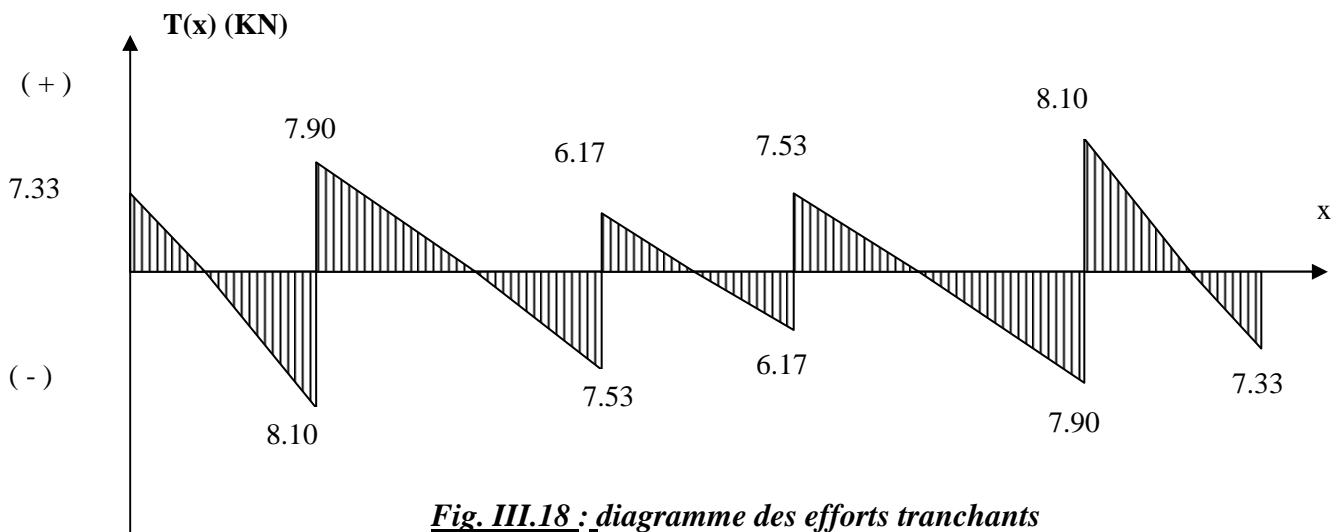


Fig. III.18 : diagramme des efforts tranchants

III.2.8. Vérification à l’E.L.S :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton :

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \quad \longrightarrow \quad (\beta_1 = 0,876, K_1 = 25,49)$$

- La contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_{sa}^{max} = 3,38 \text{ kN.m}$

$$\sigma_s = \frac{3,38 \times 10^6}{0,876 \times 18 \times 1,57 \times 10^3} = 136,53 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 136,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **La contrainte dans le béton :**

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

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

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{136.53}{25.49} = 5.36 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1.09 \quad \longrightarrow \quad (\beta_1 = 0.856 ; K_1 = 19.72)$$

• **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec: $M_{st}^{max} = 4.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{4.51 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 124.56 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 124.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{124.56}{19.72} = 6.32 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

Conclusion :

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes

b) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

- **Vérification de la flèche :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.1)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$
- 3) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : la portée libre.

b₀ : largeur de nervure.

M_{st} : moment fléchissant maximum en travée

d : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.1/ BAEL91)**

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$(E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ MPa})$$

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

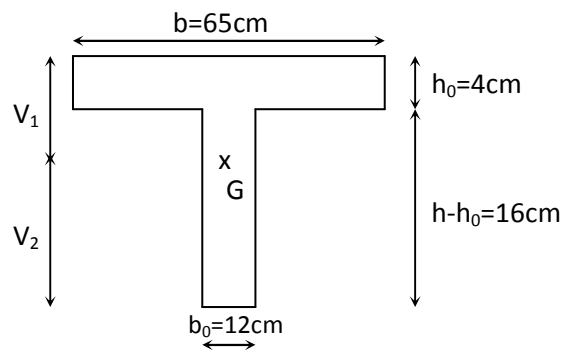


Fig.III.19 : Section en té

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

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

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st} \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

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

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_{v} = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0109 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.51$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 124.56 + 2.1}; 0\right) = 0.512$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.51 \times 0.512} = 12409.52 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{451 \times (3500)^2}{10 \times 10818.86 \times 12409.52} = 4.1 \text{ mm} = 0.41 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0.7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.2.9. Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l’Etat Limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

- **Appuis : 2 HA10 = 1.57 cm².**
- **Travée : 3 HA 10 = 2.35 cm².**
- **Armatures transversales : 2HA8 = 1.00cm² avec un espacement de 15 cm**

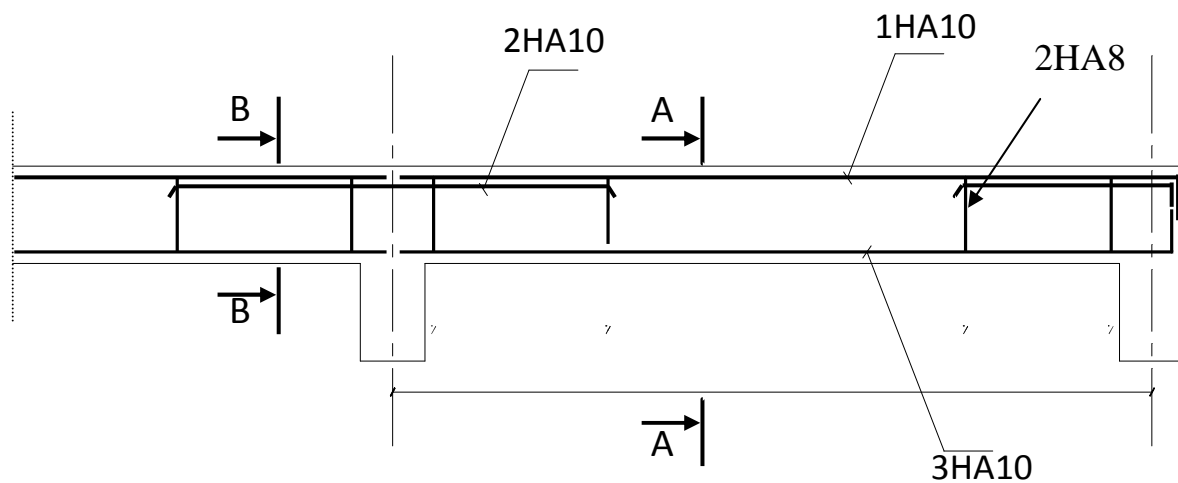


Fig.III.20: Ferrailage de la poutrelle du plancher

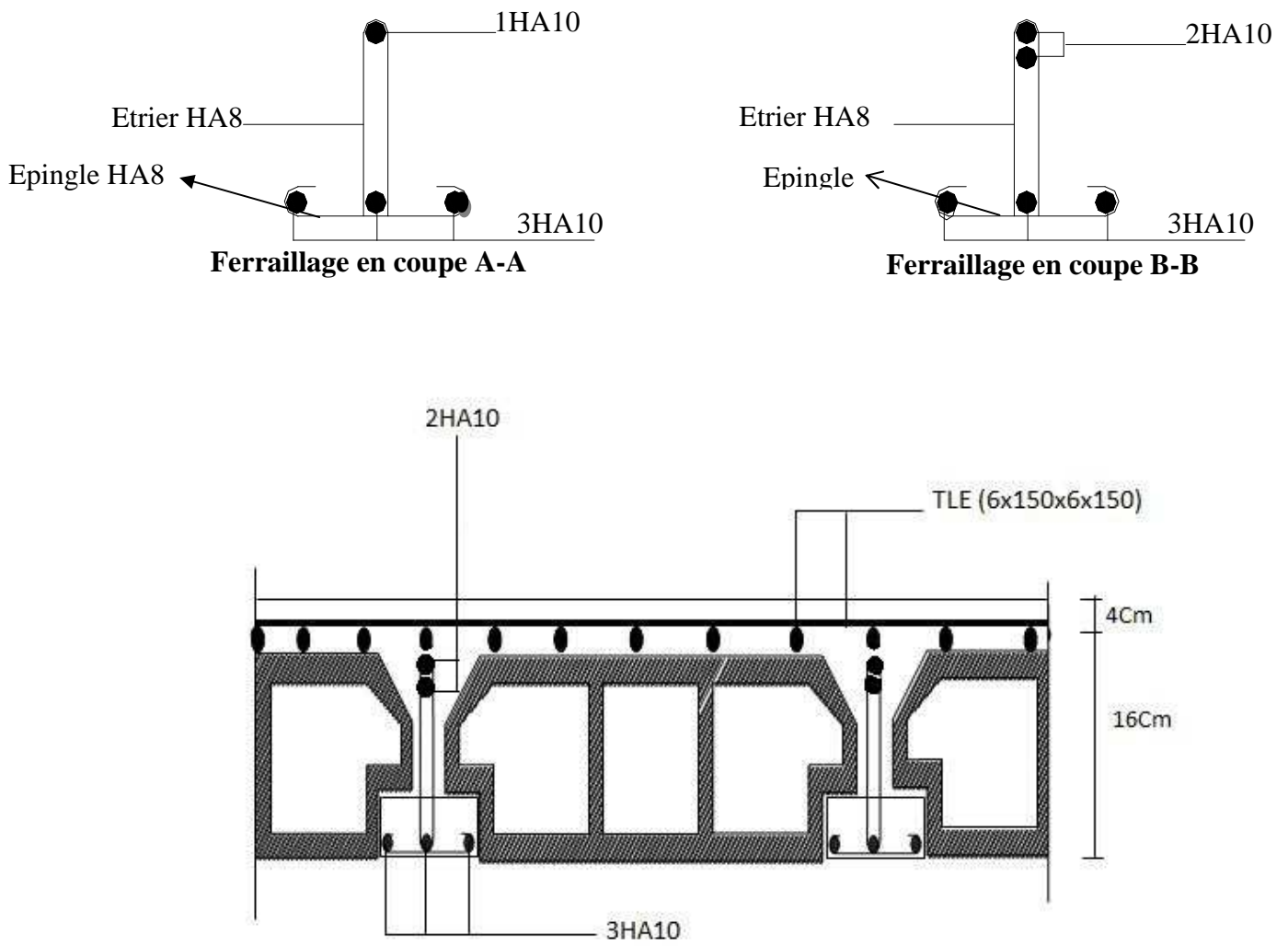


Fig. III.21: Plan de Ferrailage du plancher

III.3. Dalles pleines de type console (balcon):

III.3.1. Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, leurs épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent ($e_p=15\text{cm}$).

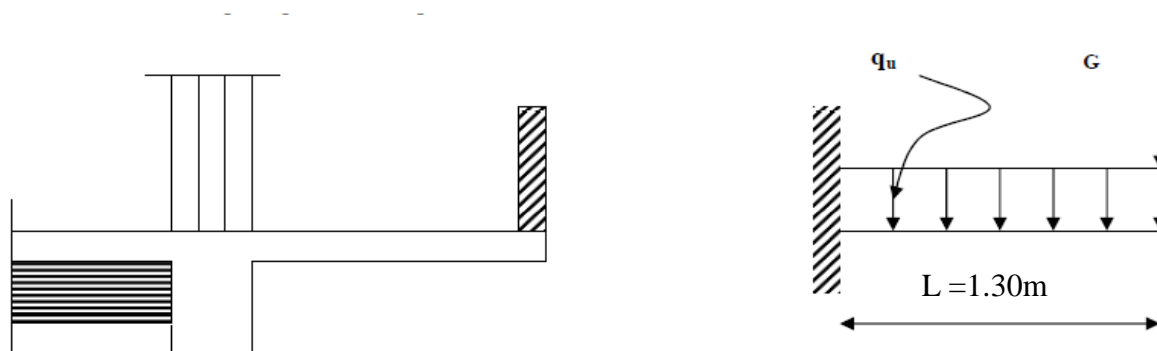


Fig.III.22 : Schéma statique du balcon

III.3.2. Détermination des charges et surcharges

➤ Charges permanentes :

• La dalle :

Tableau III.4 : Valeur de la charge permanente

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			$G = 5.31\text{KN/m}^2$

Garde-corps :

Tableau III.5 : Valeur de la charge permanente

Charges permanentes concentrées poids du garde-corps	Masse volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2×0.02	0.72
			G = 1.62KN/m²

➤ **charge d'exploitation :** $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

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

III.3.3. Calcul à l'ELU :

- **Combinaison des charges :**

A L'ELU :

Dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 (3.5)] \times 1\text{m} = 12.42\text{KN/ml}$

Garde de corps : $q_{u2} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} \times 0.9\text{m} = 1.97\text{KN}$

A L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q = [5.31 + 3.5] \times 1\text{m} = 8.81\text{KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = 1.62 \times 1\text{m} \times 0.9\text{m} = 1.46\text{KN}$

III.3.4. Le ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

- **Calcul du moment sollicité:**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{X^2}{2} + q_{u2} \times X \quad \text{Avec : } 0 \leq X \leq 1.30\text{m}$$

$$Mu = 12.42 \times \frac{1.30^2}{2} + 1.97 \times 1.3 = 13.06 \text{ kN.m}$$

$M_u = 13.06 \text{ KNm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$

a) Armatures principales

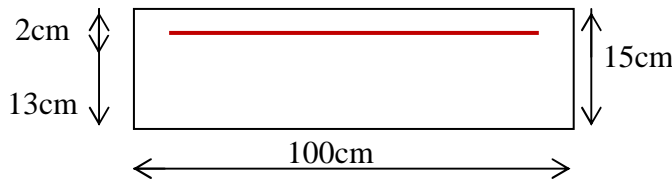


Fig.III.23 : Ferrailage d'une section rectangulaire

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{13.06 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.054 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{13.06 \times 10^5}{0.972 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2.97 \text{ cm}^2$$

Soit : Armatures principale 4HA10/ml → 3.14cm²/ml avec un espacement

$$St=100/4 = 25\text{cm}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

Armatures de répartition 4HA8/ml → 2.01cm²/ml avec un espacement S_t= 25cm.

III.3.5. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

A_{adopté} > A_{min}

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2$$

A_s = 3.14cm² > A_{min} = 1.57cm²Condition vérifiée.

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : τ_u ≤ τ̄_u

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.42 \times 1.30 + 1.97 = 18.12\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.12 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.14\text{MPa}$$

τ_u = 0.14MPa < τ̄_u = 2.5MPa..... Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99) :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.60 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.12 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.60} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99) :

Armature principal: St 25cm ≤ min (3h, 33cm)=33cm.....Condition vérifiée

Armature de répartition: St=25cm ≤ min (4h, 45cm)=45cm.....Condition vérifiée

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixé pour les barres hautes adhérences à : L_r = 0.4 x L_s = 0.4 x 45 = 18cm

On adopte : L_r = 18cm

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} .0.9 \times d \times b / \gamma_s$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.12 \text{ KN} < 1017.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :

$$A_s \geq V_u \times (f_e / \gamma) \quad \text{avec : } V_u = 18.12 \text{ KN}$$

$$V_u \times (f_e / \gamma) = (18.12 \times 10 \times 1.15) / 400 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6 Vérification a l'ELS :

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 8.81 \times \frac{1.3^2}{2} + 1.46 \times 1.3$$

$$M_s = 9.34 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes dans le béton et l'acier:**

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24$$

$$\rho_1 = 0.24 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow k_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{9.34 \times 10^3}{0.921 \times 3.14 \times 13} = 248.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{248.44}{48.29} = 5.14$$

$$\sigma_{bc} = 5.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 248.44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 248.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.12 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{9.34}{10 \times 9.34} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

III.3.7. Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **4 HA10 = $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement de **25 cm**

Armatures de répartition : **4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement de **25cm**

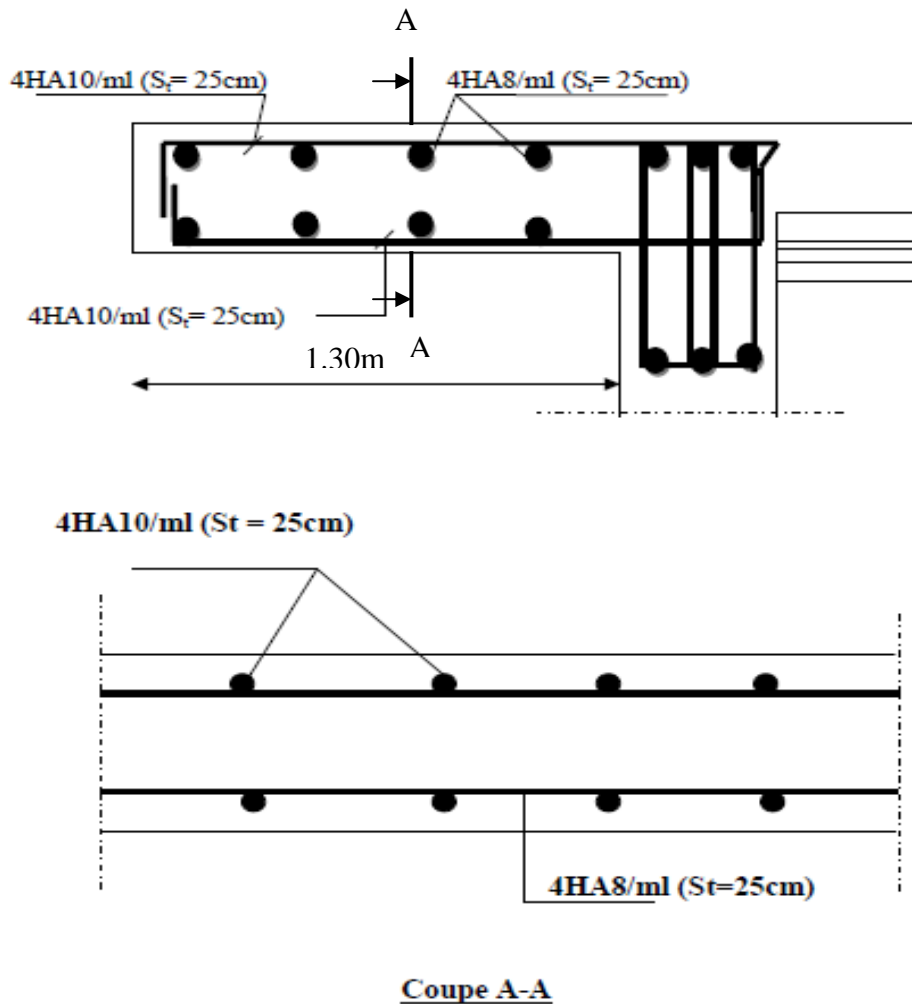


Fig.III.23: Ferrailage du balcon

III.4. Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. Il permet donc la circulation verticale.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Le bâtiment comporte un seul type d'escalier :

- Escalier droit avec deux volées et un palier intermédiaire.

On opte pour le calcul d'une seule volée, puis on adopte le même ferrailage pour les volées de tous les niveaux.

III.4.1. Terminologie :

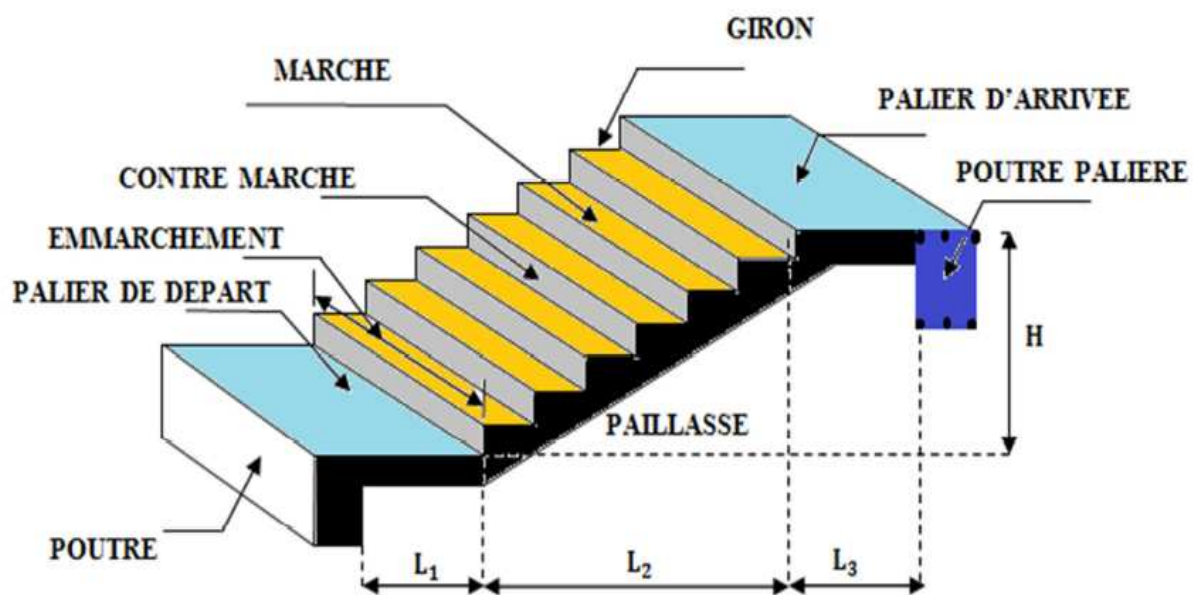


Fig.III.23 : Présentation schématique d'une volée d'escalier droit

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varie de 14 à 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivé.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.4.2. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à quart tournant ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté);
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.25 donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.26 donne quelques exemples.

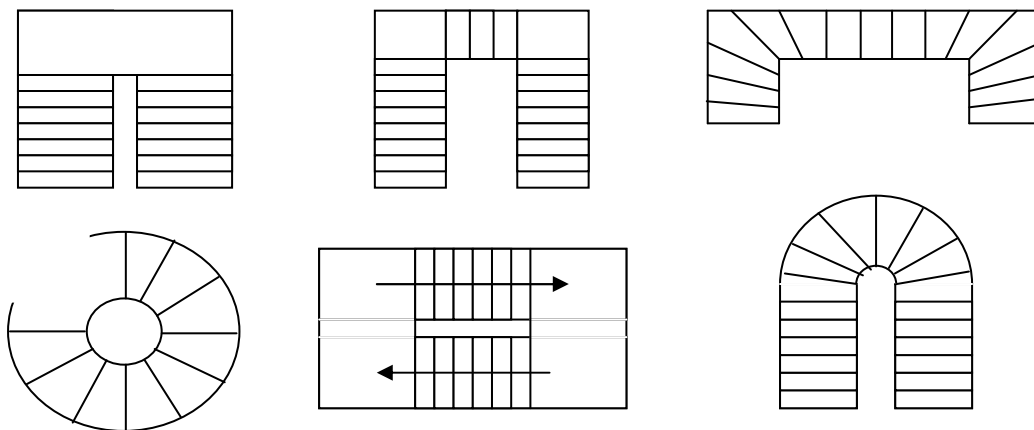


Fig.III.25 : Exemple d'escaliers intérieurs

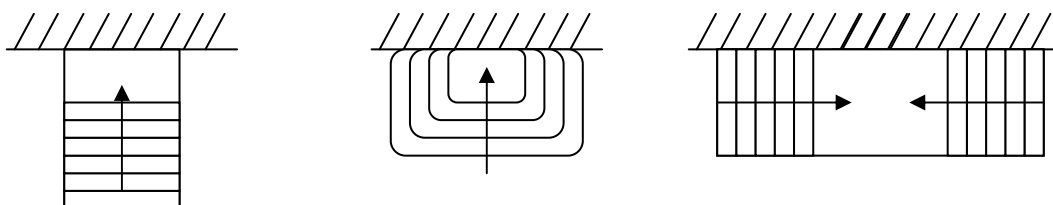


Fig.III.26 : Exemple d'escaliers extérieurs

III.4.3. Calcul de l'escalier :

Dans notre structure on a un seul type d'escalier :

Escalier de l'étage courant et de RDC est un escalier droit à deux volées.
Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

a) Dimensionnement:**➤ Etude de la volée de RDC et des étages courant :****Notations utilisées :**

- **g** : giron (largeur des marches).
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **e_p** : épaisseur de la paillasse.
- **H** : hauteur de la volée.
- **L** : longueur de la volée.
- **L₁** : longueur projeté de la volée.
- **L₂ et L₃** : longueurs des paliers.
- **E** : Emmarchement.
- **P** : poids du mur extérieur.

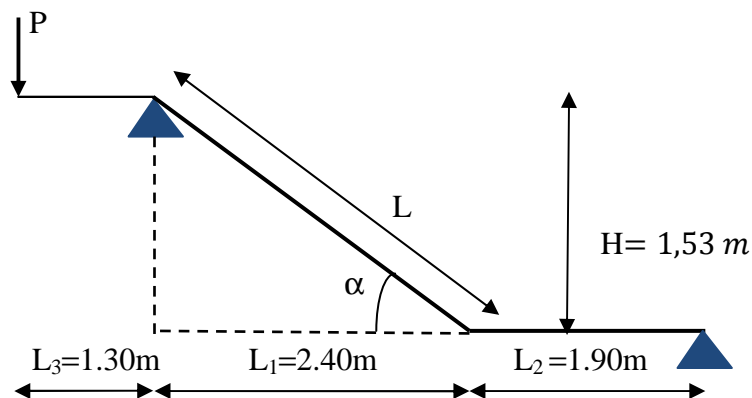


Fig.III.26 : Schéma statique d'escaliers

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de " BLONDEL "

➤ La relation de BLONDEL

$$58 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm.}$$

Soit : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$

On prend : **h = 17 cm.**

Cherchons le nombre de contre marche « n » : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

On prend n = 9 contres marches
m = n - 1 = 9 - 1 = 8 marches.

Calcul de « g » :

$$58 \text{ cm} \leq g+2 \times h \leq 64 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad 58 \text{ cm} \leq g+2 \times 17 \leq 64 \text{ cm.}$$

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$$

On prend : **g = 30 cm.**

\Rightarrow **Raideur « r »** : la raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur ou égale 1.

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow r < 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de la longueur de la ligne de foulée**

$$L_1 = g (n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \mathbf{L_1 = 2.40 \text{ m.}}$$

➤ **Dimensionnement de la paille**

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés, L'épaisseur de la paille (e_p) est donnée par la condition suivante :

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

Avec :

$$L_0 = L + L_2$$

Calcul de L :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.62^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\text{Cos } \alpha} = \frac{2.40}{0.84} = 2.85 \text{ m.} \Rightarrow \mathbf{L = 2.85 \text{ m.}}$$

$$L_0 = L + L_2 = 2.85 + 1.90 = 4.75 \text{ m.} \quad \Rightarrow \mathbf{L_0 = 4.75 \text{ m.}}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Leftrightarrow \frac{475}{30} \leq e_p \leq \frac{475}{20} \Leftrightarrow \mathbf{15.83 \leq e_p \leq 23.75}$$

On prend : **$e_p = 20 \text{ cm}$** (pour la paille et le palier).

➤ **Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera pour 1ml d'embranchement et pour une bonde de 1m de projection horizontale.

Ainsi, l'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

➤ **Charge permanente**

1/La volée :

Tableau III.6 : charges revenant à la volée.

Eléments	Poids propre [KN/m ²]	
Poids propre de la paillasse	$0.20 \times 25 / \cos(32.62^\circ)$	5.94
Poids propre de la marche	$25 \times 0.17 / 2$	2.125
Carrelage	22×0.02	0.44
Mortier de pose	20×0.02	0.40
Enduit en ciment	18×0.02	0.36
lit de sable	18×0.02	0.36
Poids propre du garde-corps	/	0.2
		G_{tot}=9.825 KN/m²

2/Le palier :

Tableau III.7 : charges revenant au palier.

Eléments	Poids propre [KN/m ²]	
Poids de la dalle	25×0.20	5
Carrelage	22×0.02	0.44
Mortier de pose	20×0.02	0.40
Lit de sable	18×0.02	0.36
Enduit en ciment	18× 0.02	0.36
	G_{tot} = 6.56 kN/m²	

3/ Le poids du mur extérieur : Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vaux :

$$P = G_{\text{tot}} \times H_m = 2.36 \times (3.06 - 0.20) \times 1 \text{ m} = 6.75 \text{ KN}$$

$$P = 6.75 \text{ KN} \quad \text{Avec : } \begin{cases} G_{\text{tot}} : \text{charge totale du mur extérieur.} \\ H_m : \text{hauteur du mur} \end{cases}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du **DTR**, qui est la même pour la paillasse et le palier.

$$\text{La volée : } Q_v = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Le palier: } Q_p = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Combinaisons de charges et surcharges :**

$$\text{ELU : } (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$\text{Volée : } q_{uv} = (1.35 \times 9.825 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 17.01 \text{ kN /ml}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.61 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } P = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN}$$

ELS : $(G+Q) \times 1\text{ml}$

Volée : $q_{sv} = (9.825+2.5) \times 1\text{ml} = 12.33\text{kN/ml}$

Palier : $q_{sp} = (6.56+2.5) \times 1\text{ml} = 9.06\text{kN/ml}$

Mur extérieur : $P = 6.75 \text{ KN}$

III.4.3.1. Calcul à l'ELU:

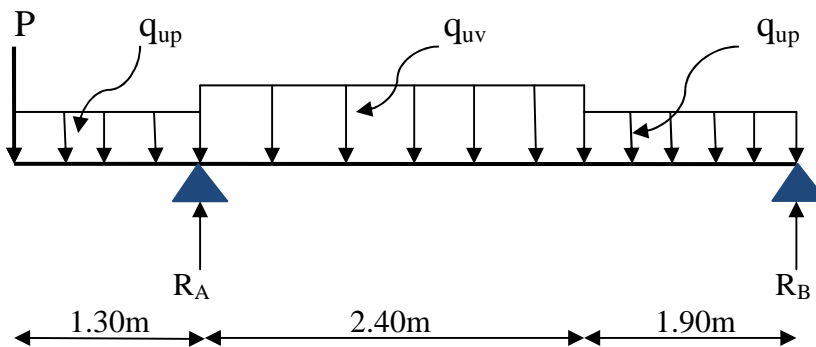


Fig.III.27 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

Le schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la **RDM**.

a) Calcul des efforts internes :

➤ **Calcul des réactions :**

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 9.11 + 12.61 (3.20) + 17.01(2.40)$$

$$R_A + R_B = 90.29\text{KN}$$

Calcul de R_A et R_B :

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} R_A = 65.46\text{KN} \\ R_B = 24.83 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Efforts tranchant et les moments fléchissant :

* 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30$ m

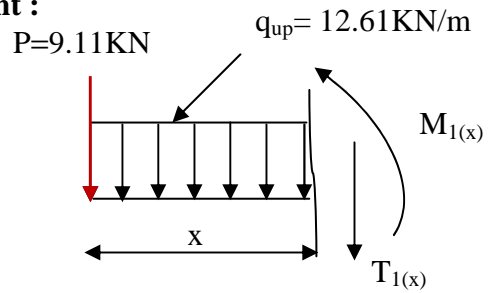
$$T_1(x) + 9.11 + 12.61x = 0$$

$$T_1(x) = -12.61x - 9.11$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0\text{m} \rightarrow T_1(0) = -9.11 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T_1(1.30) = -25.50\text{KN} \end{array} \right.$$

$$M_1(x) + 9.11x + 12.61 \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_1(x) = -6.31x^2 - 9.11x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.30 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=1.30) = -22.51 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



* 2^{ème} tronçon: $1.30 \text{ m} \leq x \leq 3.70$ m

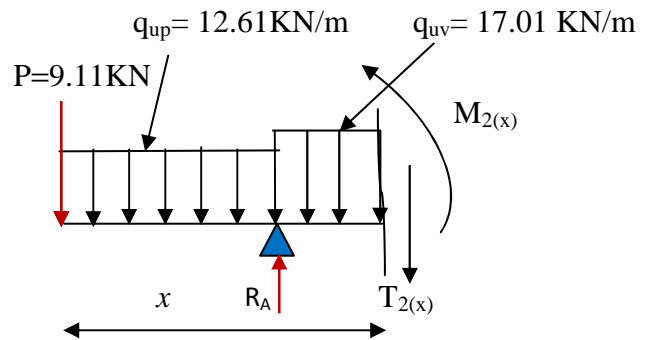
$$T_2(x) + 9.11 + 12.61(1.30) + 17.01(x - 1.30) - 65.46 = 0$$

$$T_2(x) = -17.01(x - 1.30) + 39.96$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.30\text{m} \rightarrow T_2(1.30) = +39.96\text{KN} \\ \text{Pour } x = 3.70\text{m} \rightarrow T_2(3.70) = -0.86\text{KN} \end{array} \right.$$

$$M_{2(x)} + 9.11x + 12.61x \cdot 1.30(x - 1.3/2) + 17.01(x - 1.3)^2/2 - 65.46(x - 1.3) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.30\text{m} \Rightarrow M_2(x=1.30) = -22.51\text{kN.m} \\ x = 3.70 \text{ m} \Rightarrow M_2(x=3.70) = 24.41\text{kN.m} \end{array} \right.$$



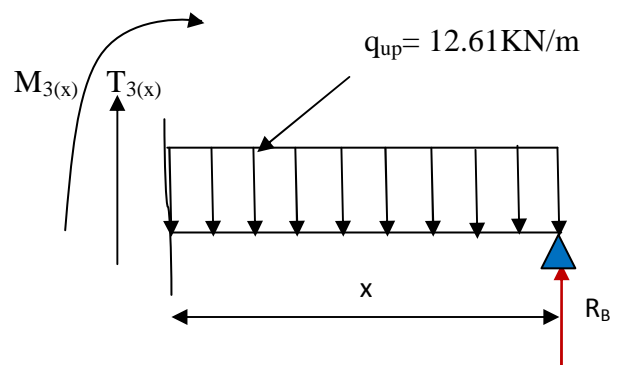
* 3^{ème} tronçon: $0 \text{ m} \leq x \leq 1.90$ m

$$T_3(x) + 24.83 - 12.61x = 0$$

$$T_3(x) = +12.61x - 24.83$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_3(0) = -24.83 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.90\text{m} \rightarrow T_3(1.90) = -0.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_3(x) + 12.61 \frac{x^2}{2} - 24.83x = 0$$



$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M_3(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.90 \text{ m} & \rightarrow M_3(x=1.90) = 24.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment max :**

La section là où se situe le moment max est en deuxième tronçon
D'où :

$$T_2(x) = -17.01(x-1.30) + 39.96 = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = 3.65 \text{ m}$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(x) + 9.11x + 12.61 \times 1.30(x-1.3/2) + 17.01(x-1.3)^2/2 - 65.46(x-1.3) = 0$$

$$M_z^{\max} = M(3.64) = 24.43 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_z^{\max} = 24.43 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$\text{En appui (B) : } M_{ua} = -0.3 \times M_z^{\max} = -0.3 \times 24.43 = -7.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (A) : } M_{ua} = -22.51 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0.85 \times M_z^{\max} = 0.85 \times 28.05 = 20.77 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme des efforts internes :

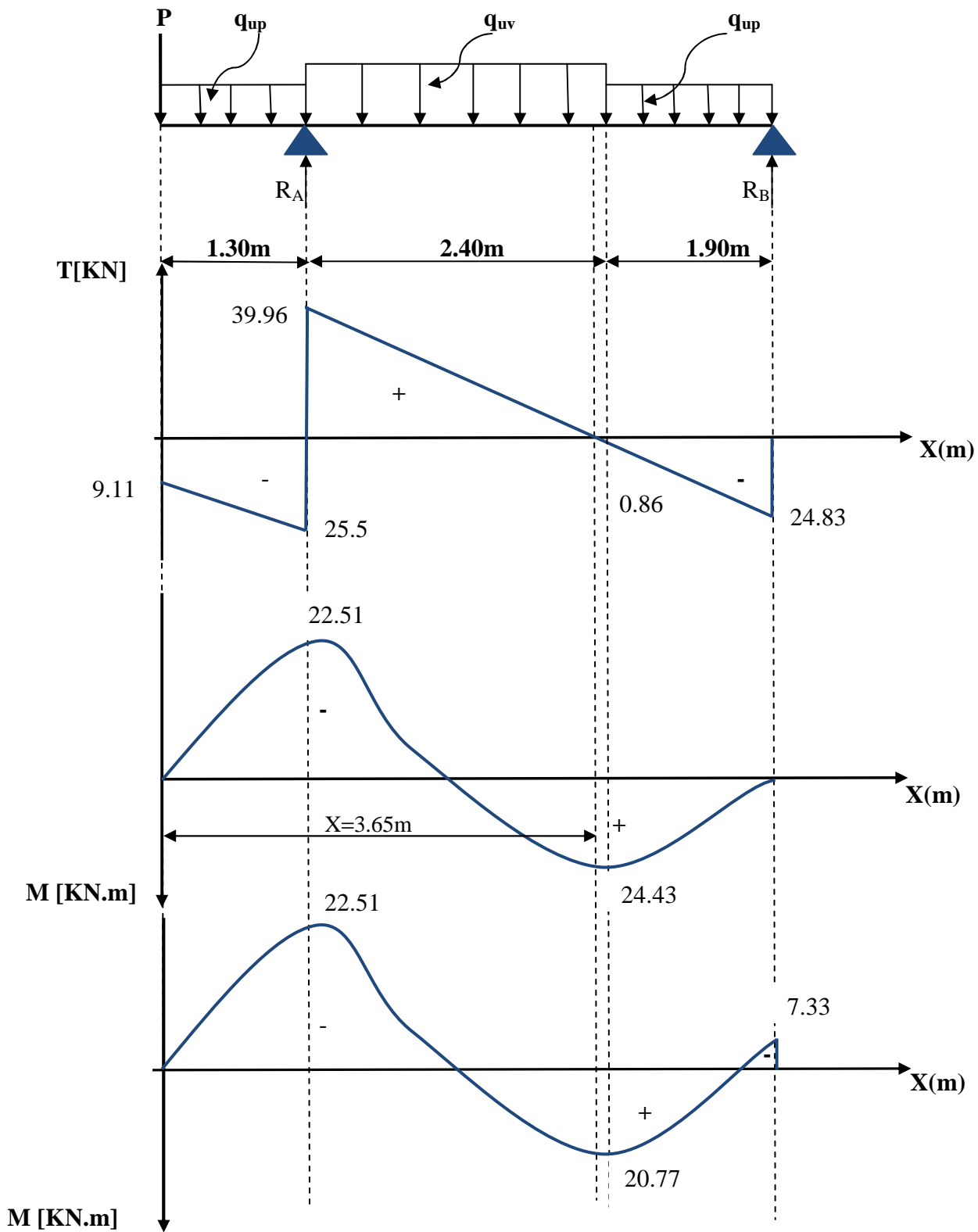


Fig.III.28 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

C) Ferrailage

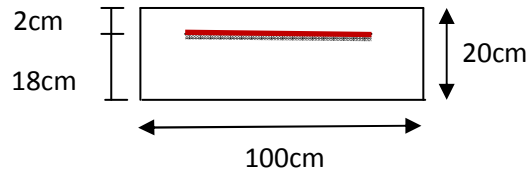
Le calcul se fait pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

B= 100 cm C= 2 cm d= 20cm

- les armatures principales

➤ Aux appuis :

❖ Appui (B) :



Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.33 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0.016 \\ \mu_1 = 0.392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.33 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

❖ Appui(A) :

Calcul de μ_b :

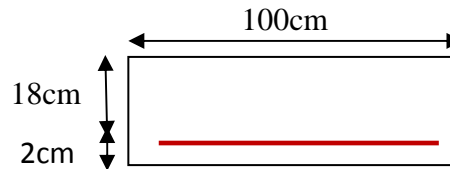
$$\mu_b = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.51 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0.048 \\ \mu_1 = 0.392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.51 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 = 5\text{HA10}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

➤ **En travée**
Calcul de μ_b :



$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.77 \times 10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.045 \longrightarrow \beta = 0.977$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0.045 \\ \mu_1 = 0.392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.77 \times 10^3}{0.977 \times 18 \times 348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

• **Armature de répartition :**

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A_{st}}{4} \leq A_r \leq \frac{A_{st}}{2}$$

En appui B : $A_{min} = 0.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit : **4 HA8 = 2.01 cm²/ml** avec : $St = 25 \text{ cm}$.

En appui A : $A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit : **4 HA8 = 2.01 cm²/ml** avec : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **En travée :**

$$A_r \geq \frac{3.93}{4}$$

$A_{min} = 0.98 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit : **4 HA8 = 2.01 cm²/ml** avec : $St = 25 \text{ cm}$.

D) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

Appui B : $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 < A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

Donc on prend ; $A_{st} \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Appui A : $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \times d} \quad \text{Avec : } T_{U\max} = 39.96 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{39.96}{1 \times 0.18} = 222 \text{ kN / m}^2 = 222 \times 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 222 \times 10^{-3} \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1. 3)**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \longrightarrow \quad \text{Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{U\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \longrightarrow \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{39.96 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.34 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_{se} = 1.34 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \Phi = 35.27 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles du **BAEL 91/99** n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal, est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0.4.Ls** pour les aciers H.A, soit : **Lc = 14 cm.**

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91 modifié99/ Art.A.5.1 .313)**

➤ **Influence sur le béton :**

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1 \times 0.18}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{V}_u &= 1080 \text{ KN} \\ V_u &= T_u = 39.45 \text{ KN} \end{aligned} \right\}$$

$V_u < \bar{V}_u$ Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures principales (BAEL91/ Art 5.1.1, 312) :**

$$A_{st} > \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_U}{0.9d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(39.45 \times 10^3 - \frac{7.33 \times 10^3}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.17 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > -0.17 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Espacement des barres :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis: $S_{t\max} = 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En travée : $S_{t\max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 25 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis: $S_{t\max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En travée: $S_{t\max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

III.4.3.2. Calcul à l'ELS :

ELS : (G+Q) × 1ml

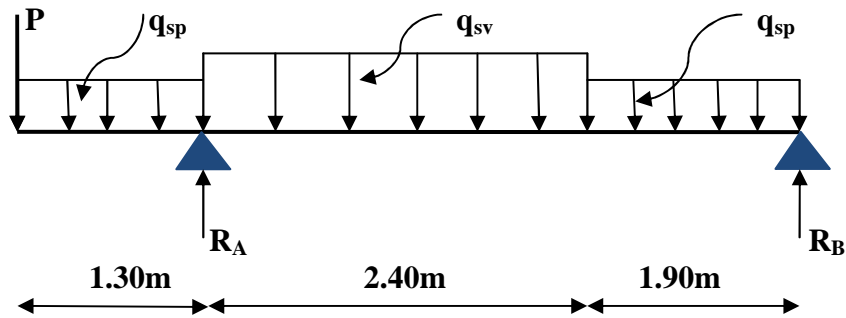
Volée : $q_{sv} = (9.825 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.33 \text{ kN/ml}$ Palier : $q_{sp} = (6.56 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 9.06 \text{ kN/ml}$ Mur extérieur : $P = 6.75 \text{ KN}$ 

Fig.III.29 : Schéma statique de calcul à l'ELS

a) Calcul des efforts internes :

➤ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B - 6.75 - 9.06(3.20) - 12.33 \times 2.40 = 0$$

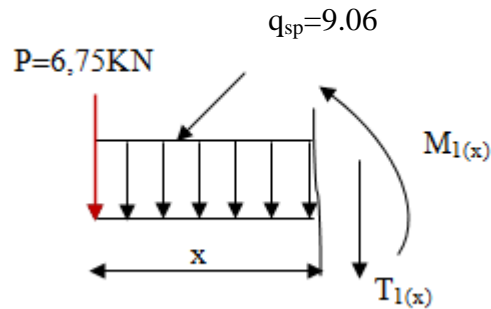
$$R_A + R_B = 6.75 + 9.06(3.20) + 12.33 \times 2.40$$

$$R_A + R_B = 65.33 \text{ KN}$$

Calcul de R_A et R_B :

$$\sum M_{/B} = 0 \implies \begin{cases} R_A = 47.49 \text{ KN} \\ R_B = 17.84 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Effort tranchant et le moment fléchissant



1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.30\text{m}$

$$T_1(x) + 6.75 + 9.06 x = 0$$

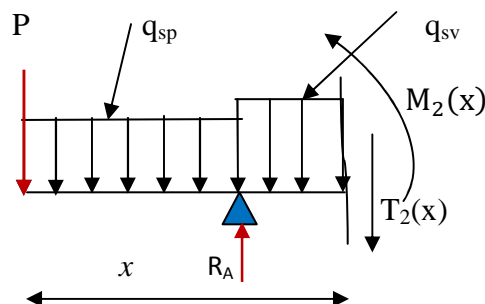
$$T_1(x) = -6.75 - 9.06 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \rightarrow T_1(0) = -6.75 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.30 & \rightarrow T_1(1.30) = -18.53 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_1(x) + 6.75x + 9.06 \frac{x^2}{2} = 0 \implies M_{1(x)} = -6.75x - 9.06 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} & \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.30 \text{ m} & \Rightarrow M_1(x=1.30) = -16.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon: $1.30 \text{ m} \leq x \leq 3.70 \text{ m}$



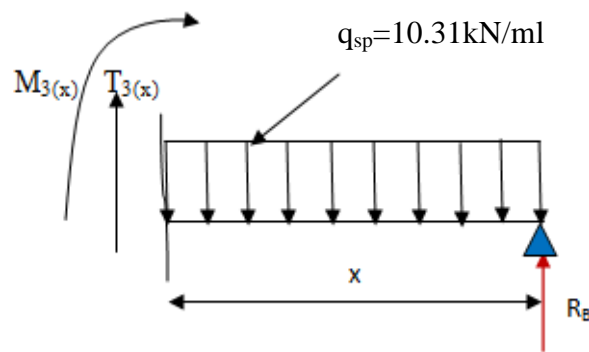
$$T_2(x) + 6.75 + 9.06(1.3) + 12.33(x-1.3) - 47.49 = 0$$

$$T_2(x) = -12.33x + 44.99$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1.3 & \rightarrow T_2(1.3) = 28.96 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.7 & \rightarrow T_2(3.7) = -0.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_2(x) + 6.75x + 9.06x \cdot 1.30(x-1.3/2) + 12.33(x-1.3)^2/2 - 47.49(x-1.3) = 0$$

$$\begin{cases} x = 1.3\text{m} & \Rightarrow M_2(x=1.3) = -16.43 \text{ KN.m} \\ x = 3.7 \text{ m} & \Rightarrow M_2(x=3.7) = 17.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon: $0 \text{ m} \leq x \leq 1.90 \text{ m}$

$$T_3(x) + 17.84 - 9.06x = 0$$

$$T_3(x) = -17.84 + 9.06x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \rightarrow T_3(0) = -17.84 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.90 & \rightarrow T_3(1.90) = -0.63 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_3(x) = 17.84x - 9.06 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_3(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.90 & \Rightarrow M_3(x=1.90) = 17.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment max :**

La section là où se situe le moment max, est en deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = -12.33x + 44.99 = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = 3.65 \text{ m (de la droite)}$$

Puis on calcule le moment max :

$$M_2(x) + 6.75x + 9.06x \cdot 1.30(x - 1.3/2) + 12.33(x - 1.3)^2/2 - 47.49(x - 1.3) = 0$$

$$M_z^{\max} = M(3.65) = 17.58 \text{ KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_z^{\max} = 17.58 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

$$\text{En appui (B)} : M_{ua} = -0.3 \times M_z^{\max} = -0.3 \times 17.58 = -5.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (A)} : M_{ua} = -16.43 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0.85 \times M_z^{\max} = 0.85 \times 17.58 = 14.94 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme des efforts internes

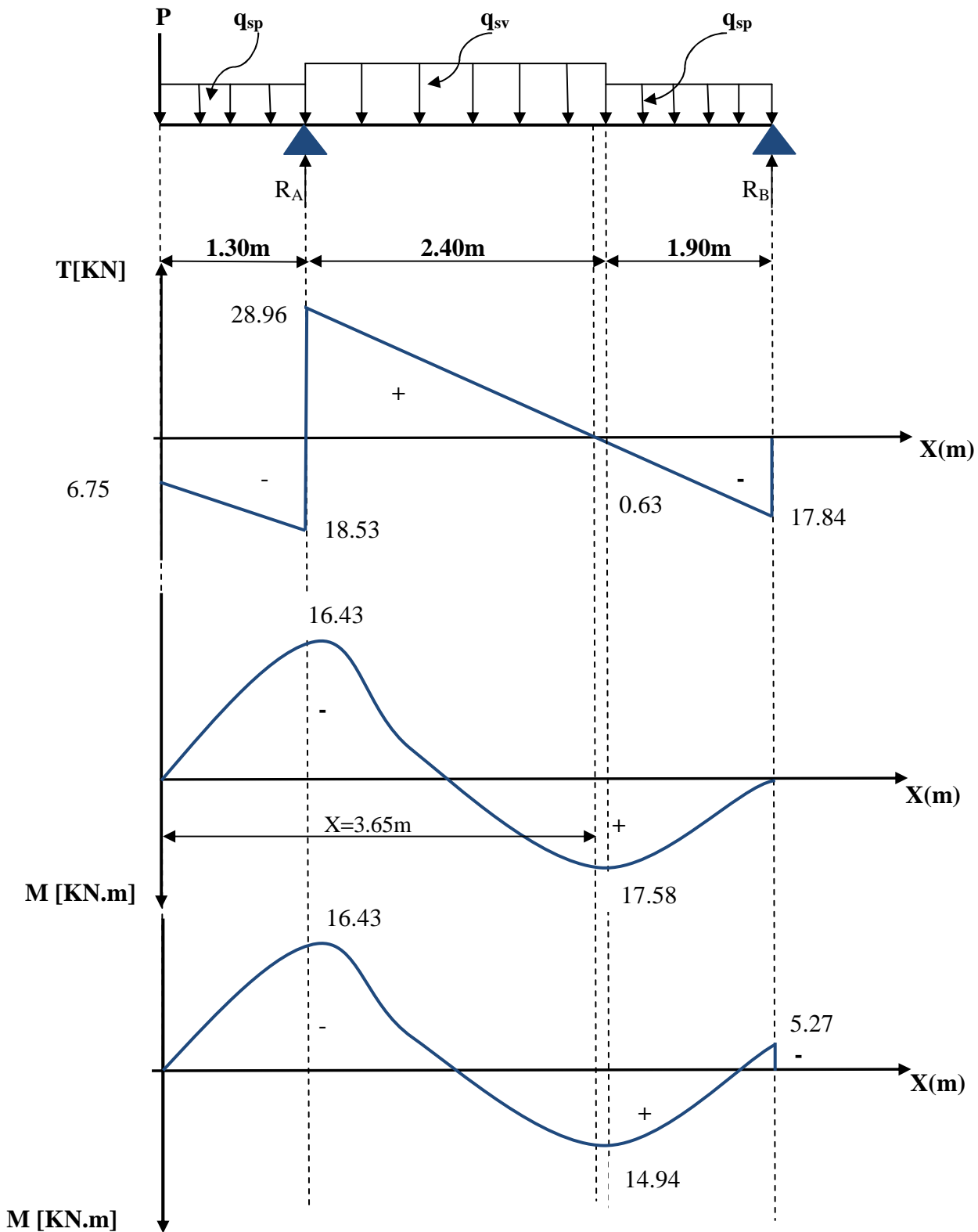


Fig.III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

c) Vérification à l'ELS

❖ Vérification de la résistance du béton à la compression

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I)

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

a) Sur appuis

➤ Appui B :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{100 \times 18} = 0.131 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.940 \\ K_1 = 69.04 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{5.27 \times 10^3}{0.940 \times 18 \times 2.35} = 132.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{132.54}{69.04} = 1.92 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.92 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{16.43 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.93} = 251.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{251.10}{51.67} = 4.86 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.86 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.925 \\ K_1 = 51.67 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{14.94 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.93} = 228.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{228.32}{51.67} = 4.42 \text{ MPa} .$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424) :**

• **Vérification de la flèche :**

1- paillasse :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les Conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_s^t}{10 \times M_0} \end{cases}$$

Avec:

h : hauteur totale (20cm)

L : portée entre nus d'appuis L= 4.30m

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ Avec : $\frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.062$Condition non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

- **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.1/ BAEL91)**

On doit vérifier que : $f = \frac{5q \times L^4}{384 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée
 ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86$ MPa)

I : Moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section homogène.

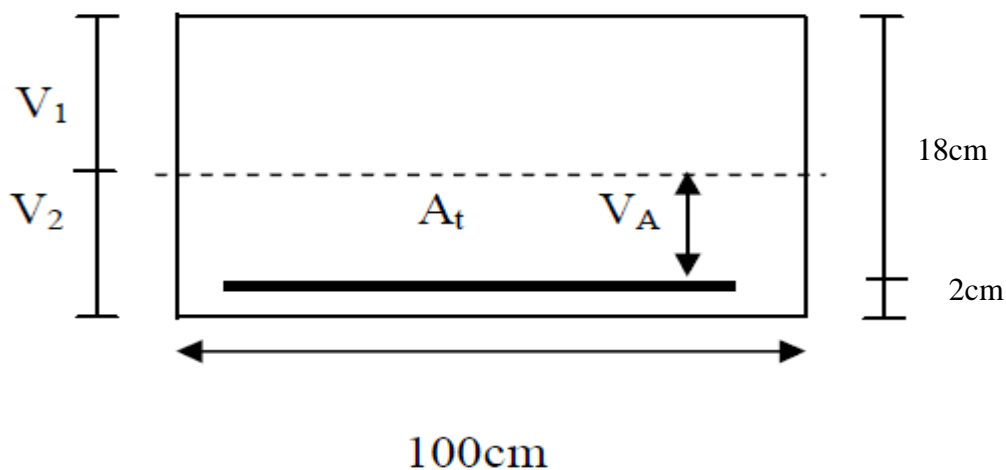


Fig.III.31 : Section rectangulaire

➤ **Aire de la section homogénéisée :**

$B_0 = B + nA = b_0 \times h + 15A_{st}$

$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 3.93 = 2058.95 \text{ cm}^2$

$B_0 = 2058.95 \text{ cm}^2$

➤ Calcul de V_1 et V_2 :

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st} \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 18 = 21061.1 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{21061.1}{2058.95} = 10.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.23 = 9.77 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} (10.23^3 + 9.77^3) + 15 \times 3.93 (9.77 - 2)^2$$

$$I = 70331.45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5q \times L^4}{384 \times E_p \times I}$$

$$f = \frac{5 \times 12.33 \times (4300)^4}{384 \times 10818.86 \times 70331.45 \times 10^5} = 0.72 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2-La console :

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{130} = 0.15 \\ \frac{1}{16} = 0,062 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{130} = 0.15 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} = 0.1 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$M_t = \underline{M}_0 = M_{qs}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 18} = 0.0022 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

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

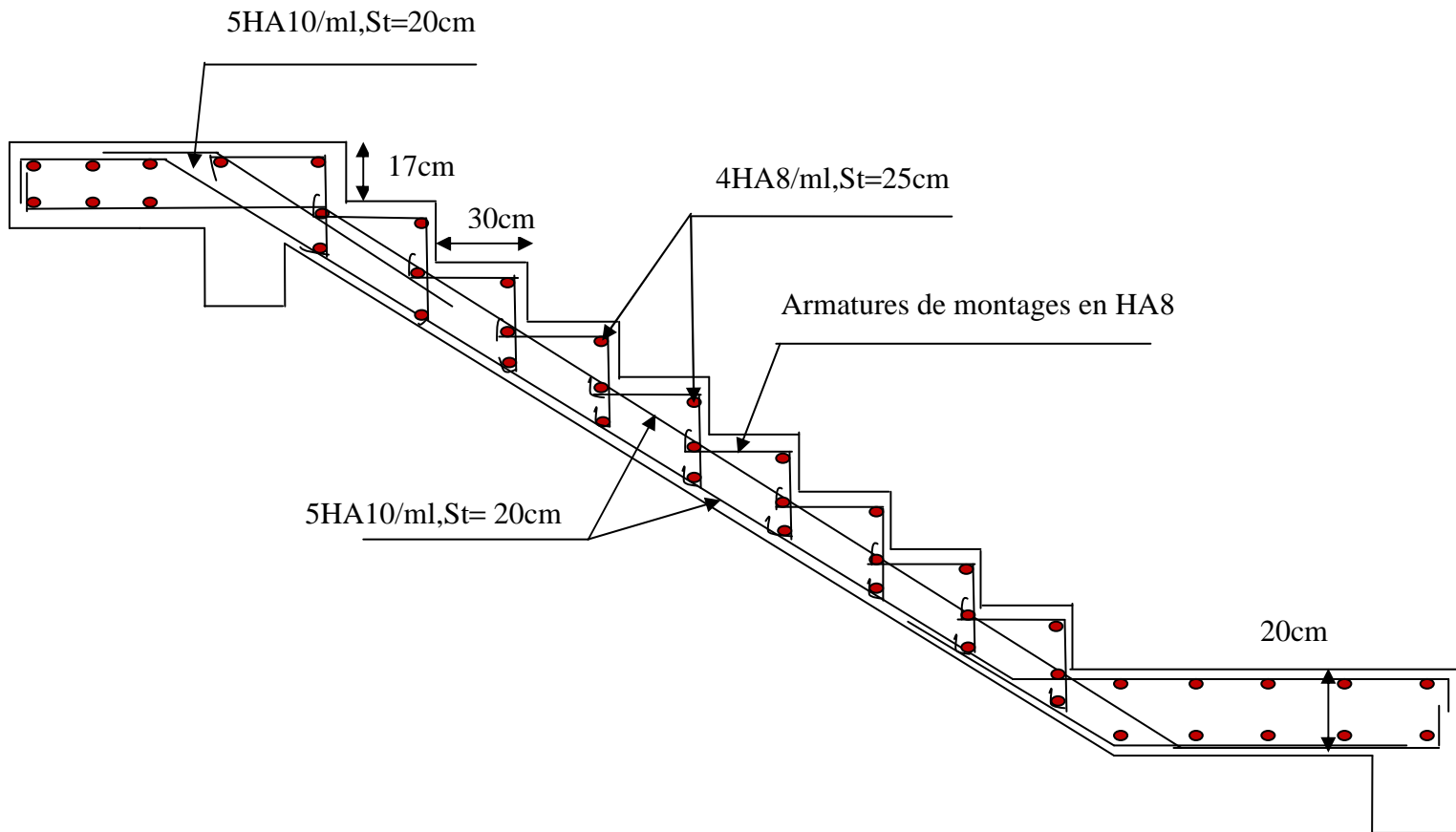


Fig.III.32 : plan de ferrailage d'escalier

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1.Introduction : Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

Sa portée est de 2.50 m (longueur entre nus des appuis).

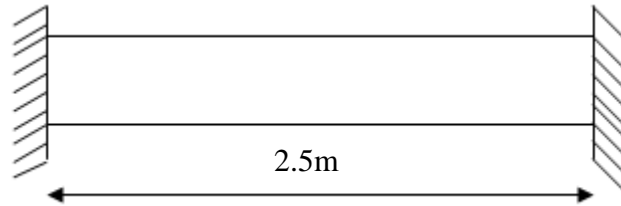


Fig.III.33 : schéma statique de la poutre palière

III.5.2.Pré dimensionnement :

$L = 2.50\text{m}$, Portée libre de la poutre

1-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16.67\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}.$$

A priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : **$h_t = 30\text{ cm}$**

2- Largeur de la poutre palière :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \longrightarrow 10\text{cm} < b \leq 17.5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de **RPA** on prend : **$b = 25 > 20\text{ cm}$**

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

III.5.3. Détermination des charges et surcharges :

-Poids propre :

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml.}$$

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{A l'ELU: } R_A^U = 65.46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } R_A^S = 47.49 \text{ KN/ml}$$

III.5.4. Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + R_A^U = 1.35 \times 1.88 + 65.46 = 68 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = G + R_A^S = 1.88 + 47.49 = 49.37 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 49.37 \text{ KN/ml}$$

III.5.5. Schémas statiques:

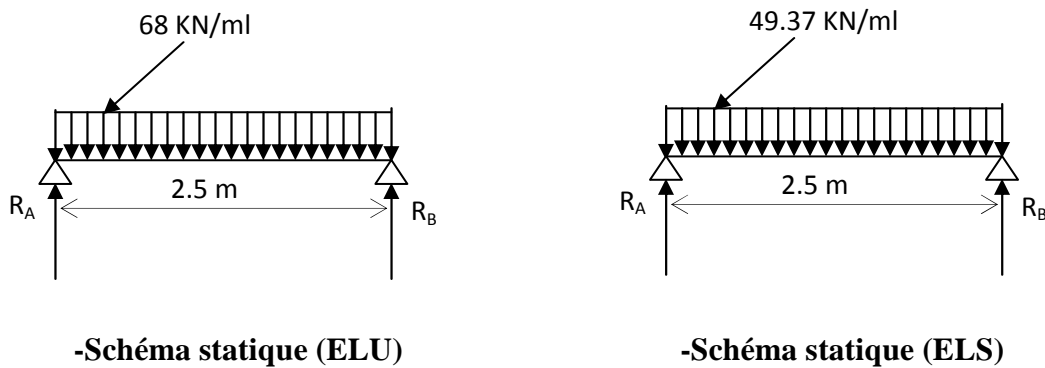


Fig.III.34 : Schéma statique de la poutre palière

1. A l'ELU :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{68 \times 2.5}{2} = 85 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{68 \times (2.5)^2}{8} = 53.13 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 0.85 \times 53.13 = 45.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \cdot M_{\max} = -0.3 \times 53.13 = -15.94 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{68 \times 2.5}{2} = 85 \text{ KN}$$

2. A l'ELS :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{49.37 \times 2.5}{2} = 61.71 \text{ KN}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{49.37 \times (2.5)^2}{8} = 38.57 \text{ KN.m}$$

Moments corrigés :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 38.08 = 32.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times 38.08 = -11.57 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_S^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{49.37 \times 2.5}{2} = 61.71 \text{ KN}$$

III.5.6. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :

* A l'ELS :

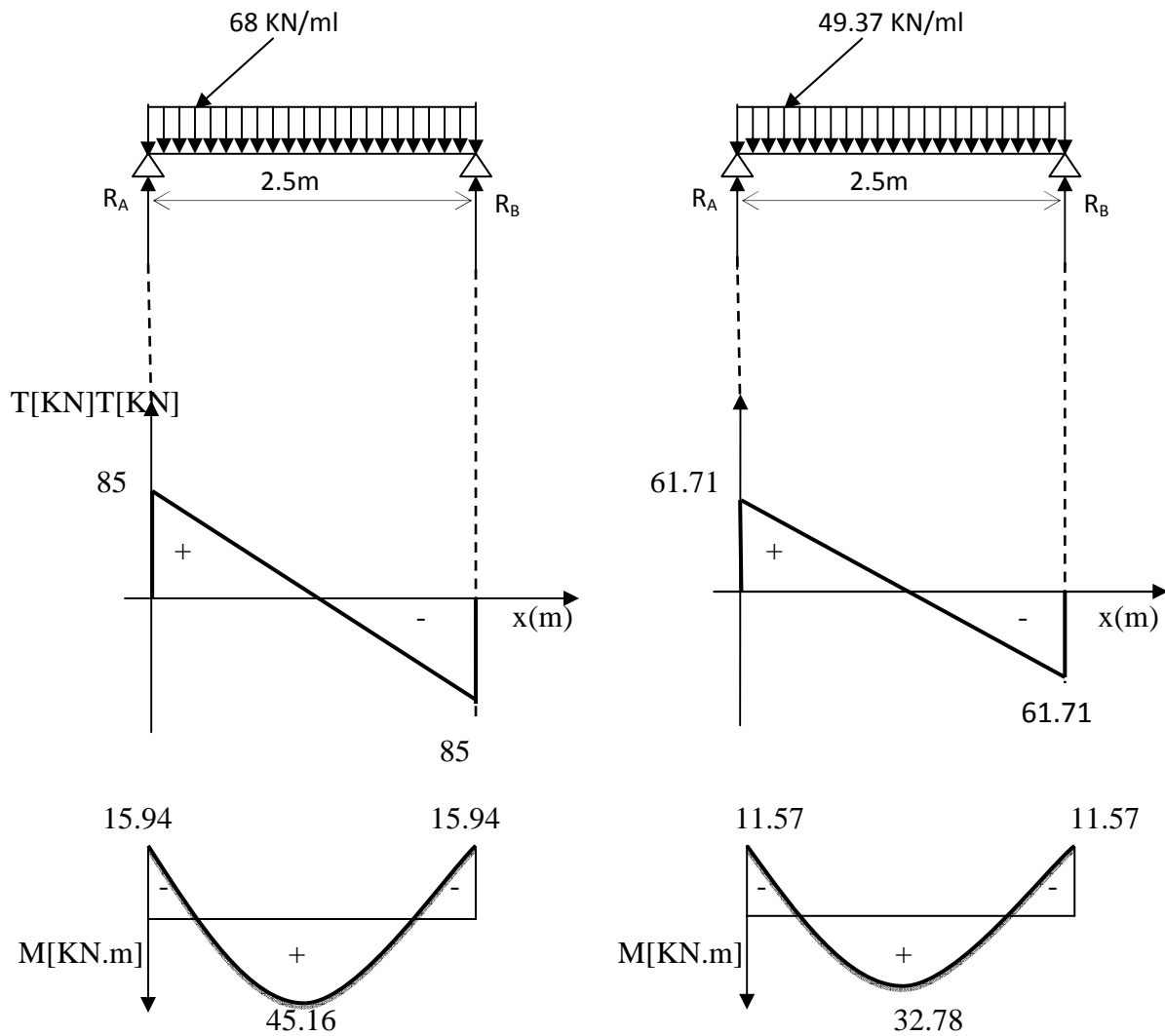


Fig.III.35: Les diagrammes des efforts internes

III.5.7. Ferrailage (ELU) :

En travée :

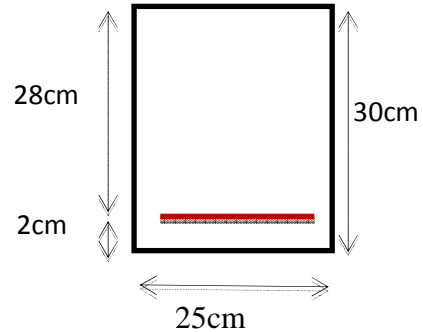
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45.16 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.162$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.162 \Rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45.16 \times 10^3}{0.911 \times 28 \times 348} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$.



Aux appuis:

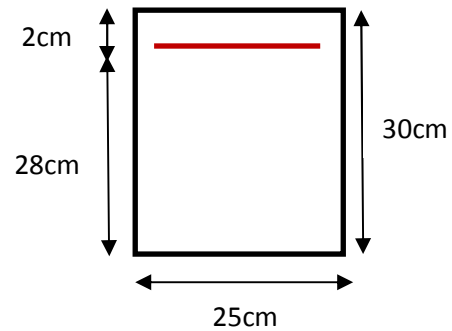
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.94 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$u_b = 0.057 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.057 \Rightarrow \beta = 0.9705$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.94 \times 10^3}{0.9705 \times 28 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section.

$$6.03 + 3.39 = 9.42 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 28 \times 25 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

b. Vérification de la contrainte tangentielle (art.A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{85 \times 10^3}{0.25 \times 0.28 \times 10^6} = 1.21 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
condition vérifiée.

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :

• Influence des aciers :

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_s} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{85 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 2.44 \text{ cm}^2 < A_{uapp} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$
condition vérifiée.

• Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 85 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 250 \times 280 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$T_u^{\max} = 85 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

d. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{U \max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3.14) \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{85 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 2.98 \text{ MPa} .$$

$$\begin{cases} \tau_e = 2.98 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3.15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42.33 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

Soit : **$L_s = 42.33 \text{ cm}$**

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$$L_c = 0.4.L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit un crochet de } \mathbf{18 \text{ cm.}}$$

f. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8; $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

g. espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$S_t \leq S_{t_{\max}} = \min \{ 0.9 \times d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 ; 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm}$$

Soit **$S_t = 25 \text{ cm}$**

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit : **$S_t = 7 \text{ cm.}$**

Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

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

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

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Pourcentage minimal des armatures transversales (art :5.1,22/BAEL91).**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4bS_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ du BAEL}} = 0.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.9. Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 61.71 \text{ KN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 32.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -11.57 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- ❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32.62 \Rightarrow K = \frac{1}{32.62} = 0.031 \\ \beta_1 = 0.895 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11.57 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 136.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.031 \times 136.19 = 4.22 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 28} = 0.863 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 22.88 \Rightarrow \kappa = 0.044 \\ \beta_1 = 0.868 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{32.78 \times 10^3}{0.868 \times 28 \times 6.03} = 223.67\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.044 \times 223.67 = 9.84 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{32.78}{10(38.57)} = 0.085 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{25 \times 28} = 0.0086 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis : 3 HA12 = 3.39cm².**
- **Travée : 3 HA16 = 6.03cm².**
- **Armature transversales: 4 HA8 =2.01cm²**

Avec :

St=15 cm en zone courante (l'espacement des armatures transversales).

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

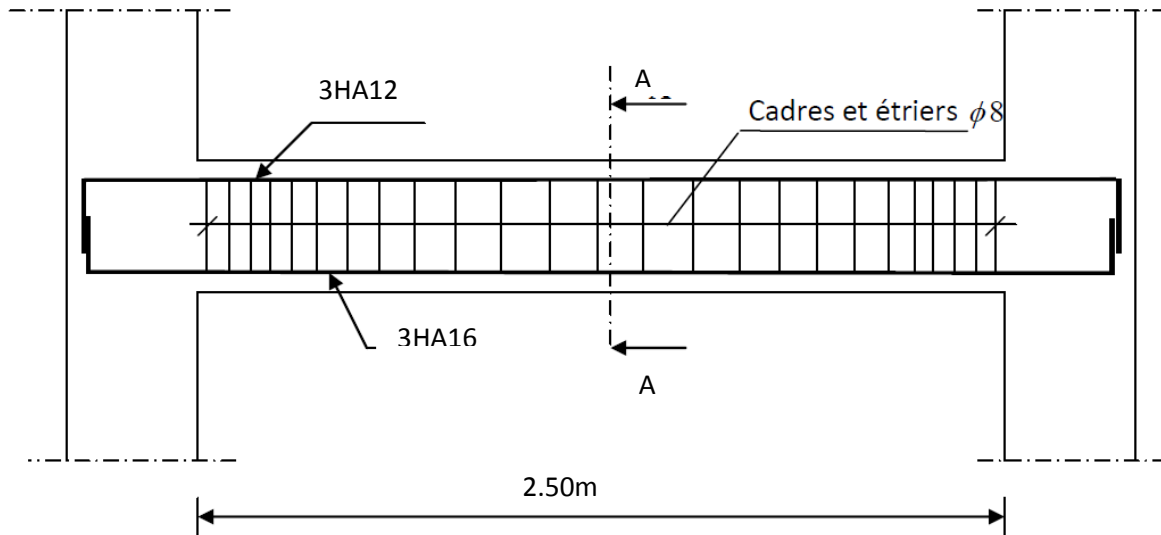
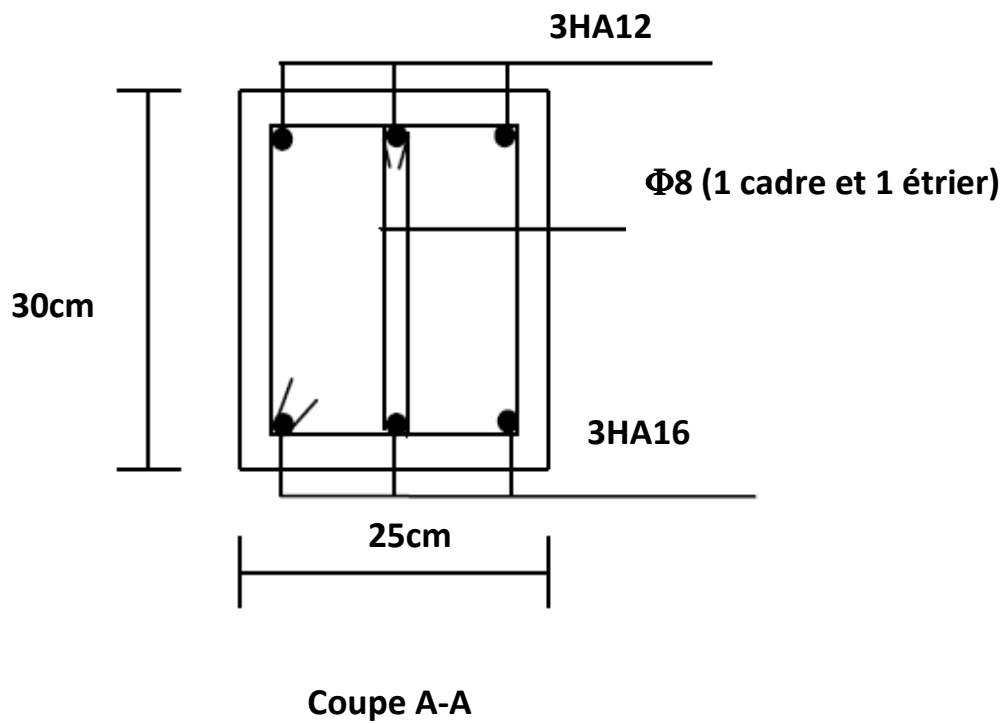


Fig.III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



III.6 Le porte-à-faux :

Introduction :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine.

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

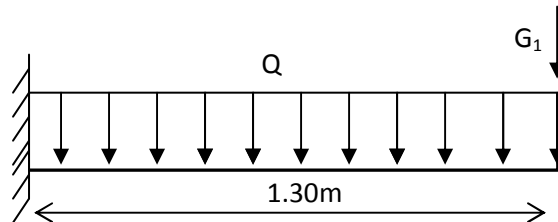


Fig.III.37 : Schéma Statique du porte-à-faux

Q : charges et surcharges verticales, revenant au porte-à-faux.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III.6.1. Dimensionnement du porte-à-faux :

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$ep \geq L / 10 = 130 / 10 = 13 \text{ cm}$ **On prend : ep = 15cm.**

III.7.2. Détermination des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes :**

• **La dalle :**

Tableau III.8 : Charge permanente G.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
			G = 5.31KN/m2

- La charge de double cloison : $G_1=2.36 \text{ KN/m}^2$
- charge d'exploitation : $Q = 1.5\text{KN/m}^2$

III.6.3. Calcul à l'ELU

Combinaison des charges :

A L'ELU :

Dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.31) + 1.5 \times (1.5)] \times 1\text{m} = 9.42\text{KN/ml}$

Mur double cloison : $q_{u2} = (1.35 \times 2.36) \times 2.86\text{m} \times 1\text{m} = 9.11\text{KN}$

A L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G+Q=[5.31+1.5] \times 1\text{m}=6.81\text{KN/ml}$

Mur double cloison : $q_{s2} = 2.36 \times 2.86\text{m} \times 1\text{m}=6.75\text{KN}$

III.6.4. Le ferrailage à L'ELU :

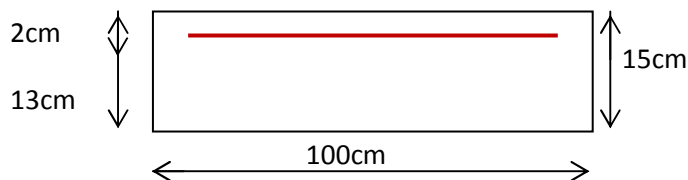
Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

• Calcul du moment sollicité:

$$M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l \implies M_u = 9.42 \times \frac{1.3^2}{2} + 9.11 \times 1.3 = 19.80\text{kN.m}$$

$M_u = 19.80\text{KNm}$, $b = 100\text{cm}$, $d = 13\text{cm}$

a) Armatures principales :



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.80 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.083 < \mu_l$$

$= 0.392$ la section est simplement armée

$$\mu = 0.083 \implies \beta = 0.9565$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \chi \sigma_{st}} = \frac{19.80 \times 10^5}{0.9565 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.58 \text{ cm}^2$$

Soit : Armatures principale 5HA12/ml = 5.65cm²/ml avec un espacement

St=100/5 = 20cm

- Armatures de répartition :

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

Armatures de répartition 4HA8/ml = 2.01cm²/ml avec un espacement S_t= 25cm

III.6.5. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

A_{adopté} > A_{min}

$$A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

AS = 5.65cm² > Amin = 1.57cm² **Condition vérifiée.**

b) Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

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

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$V_u = q_{u1}x1 + q_{u2} = 9.42 \times 1.3 + 9.11 = 21.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.36 \times 10^3}{1000.130} = 0.164 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

Pas de risque de cisaillement \implies (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

c) Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99)

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum u_i = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.36 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres).

d) espacement des barres : (Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99)•

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

e) longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91)

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

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 : $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 15 \text{ cm}$.

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.4.2.1/BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b / \gamma_s$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$V_u = 21.36 \text{ KN} < 1017.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

g) Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :

$$A_s \geq V_u / (f_e / \gamma_s) \text{ avec : } V_u = 21.36 \text{ KN}$$

$$V_u / (f_e / \gamma_s) = (21.36 \times 10^3 \times 1.15) / 400 = 61 \text{ mm}^2 = 0.61 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 0.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

III.6.6. Vérification à l'ELS :

- **Calcul du moment sollicité:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 6.81 \times \frac{1.3^2}{2} + 6.75 \times 1.3$$

$$M_s = 14.53 \text{ KN.m}$$

- **Les contraintes dans le béton et l'acier:**

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$$

$$\rho_1 = 0.435 \rightarrow \beta_1 = 0.8995 \rightarrow k_1 = 34.75$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{14.53 \times 10^3}{0.8995 \times 5.65 \times 13} = 219.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219.92}{34.75} = 6.33$$

$$\sigma_{bc} = 6.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 219.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 219.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{14.53}{10 \times 14.53} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

III.6.7 Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : 5 HA12 = 5.65 cm² /ml avec un espacement de 20cm

Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01cm²/ml avec un espacement de 25cm

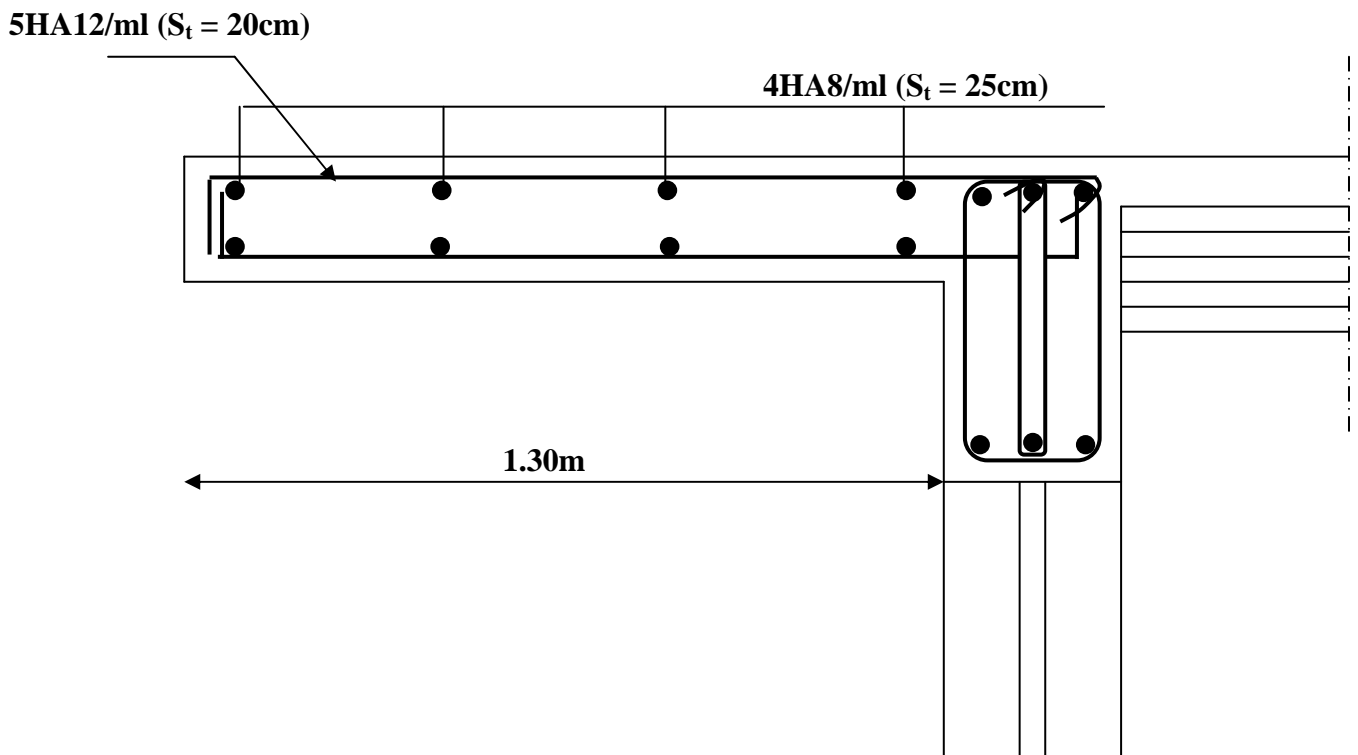
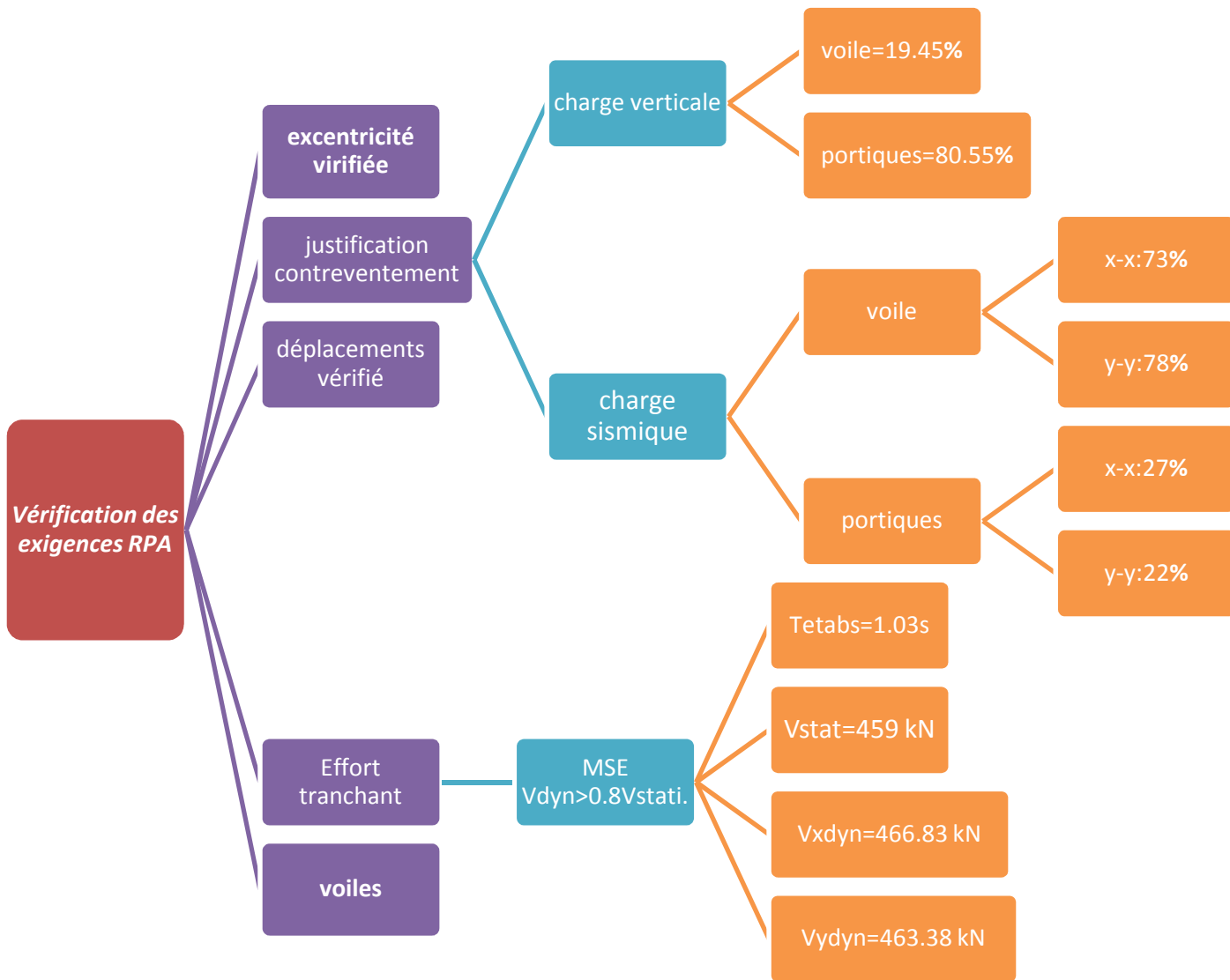


Fig.III.38 : Ferrailage du porte-à-faux

CHAPITRE IV

vérification des exigences RPA



IV. Modélisation de la structure :

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

❖ **Vérification des Exigences du RPA :**

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

➤ **Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% Ly.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% Lx.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	177.3584	8.400	4.736	177.3584	177.3584	8.400	4.736	8.400	4.322
	180.2035	8.400	4.085	180.2035	180.2035	8.400	4.085	8.400	4.278
	177.5707	8.400	4.083	177.5707	177.5707	8.400	4.083	8.400	4.201
	175.4006	8.400	4.082	175.4006	175.4006	8.400	4.082	8.400	4.148
	175.4006	8.400	4.082	175.4006	175.4006	8.400	4.082	8.400	4.113
	173.1189	8.400	4.080	173.1189	173.1189	8.400	4.080	8.400	4.089
	171.2998	8.400	4.078	171.2998	171.2998	8.400	4.078	8.400	4.077
	193.1028	8.400	4.281	193.1028	193.1028	8.400	4.281	8.400	4.080

- Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$$/XCM - XCR/ \leq 5\% Ly.$$

Tableau IV.1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragme	XCM	XCR	/XCM-XCR/	5%Ly	condition
S-SOL	D1	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
RDC	D2	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY1	D3	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY2	D4	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY3	D5	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY4	D6	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY5	D7	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée
STORY6	D8	8.4	8.4	0	0.43	vérifiée

- Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% Lx.$$

Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

story	Diaphragme	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5 %Lx	condition
S-SOL	D1	4.736	4.322	0.414	0.855	vérifiée
RDC	D2	4.085	4.278	0.181	0.855	vérifiée
STORY1	D3	4.083	4.201	0.193	0.855	vérifiée
STORY2	D4	4.082	4.148	0.066	0.855	vérifiée
STORY3	D5	4.082	4.113	0.031	0.855	vérifiée
STORY4	D6	4.08	4.089	0.009	0.855	vérifiée
STORY5	D7	4.078	4.077	0.001	0.855	vérifiée
STORY6	D8	4.281	4.08	0.201	0.855	vérifiée

➤ **pourcentage de la participation de la masse modale** : Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau IV.3: Pourcentage de participation de la masse modale

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.032424	0	77.4825	0	0	77.4825	0
2	1.028211	78.4583	0	0	78.4583	77.4825	0
3	0.804032	0.0193	0	0	78.4776	77.4825	0
4	0.329584	12.1464	0	0	90.6239	77.4825	0
5	0.320933	0	12.4711	0	90.6239	89.9536	0
6	0.239818	0.0017	0	0	90.6256	89.9536	0
7	0.167461	4.5416	0	0	95.1672	89.9536	0
8	0.156323	0	4.9359	0	95.1672	94.8895	0
9	0.111288	0.0099	0	0	95.177	94.8895	0
10	0.097333	2.1714	0	0	97.3485	94.8895	0
11	0.0881	0	2.3812	0	97.3485	97.2707	0
12	0.062314	1.1369	0	0	98.4854	97.2707	0
13	0.060937	0.0999	0	0	98.5853	97.2707	0
14	0.055261	0	1.3161	0	98.5853	98.5868	0
15	0.042153	0.7377	0	0	99.323	98.5868	0
16	0.037839	0.0005	0	0	99.3235	98.5868	0
17	0.037373	0	0.7672	0	99.3235	99.354	0
18	0.030081	0.4541	0	0	99.7776	99.354	0

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au huitième mode dans le sens(x-x) et dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

➤ **Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

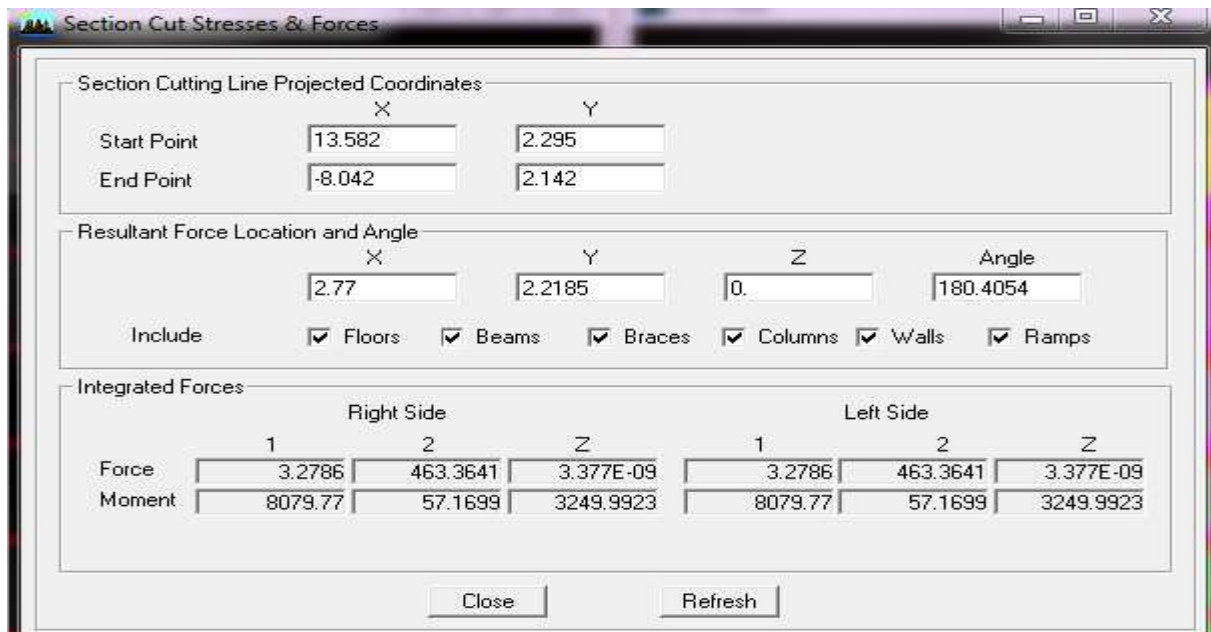
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

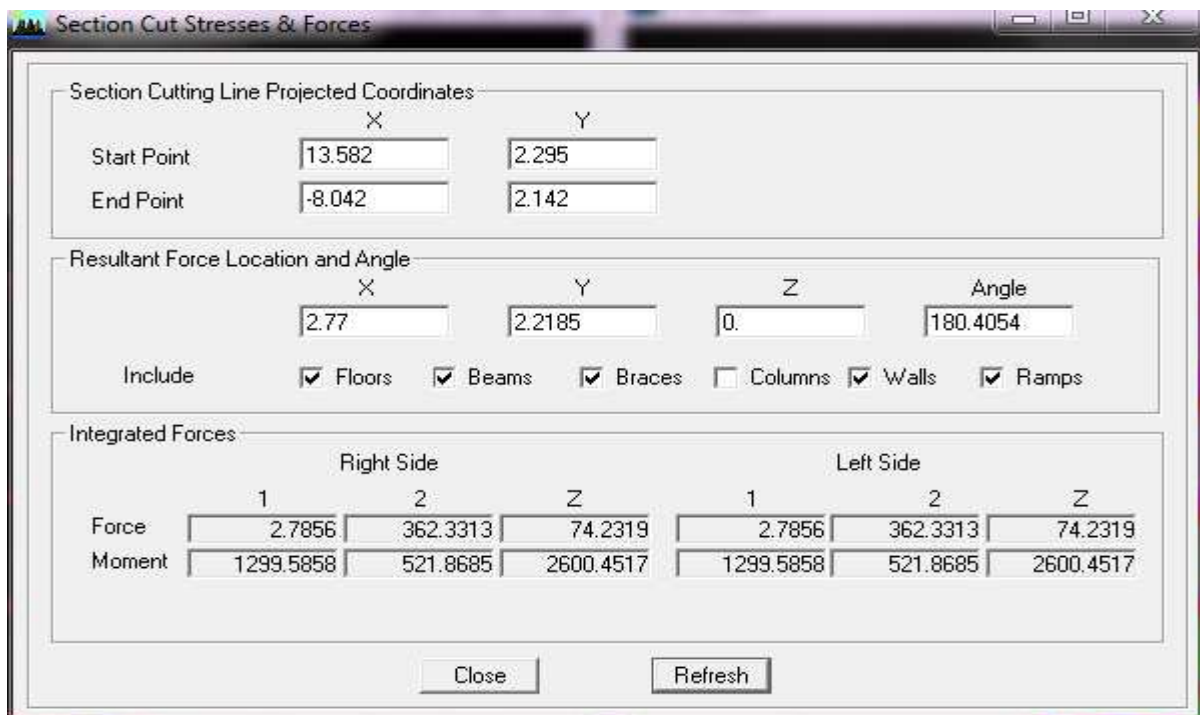
Draw → Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ Récapitulatif des résultats :

Sous charges horizontales :

Tableau IV.4: Pourcentage de participation des voiles à l'effort sismique

<u>Unité</u>	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les Voiles uniquement	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>sens EX</u>	466.79	100	341.96	73
<u>sens EY</u>	463.36	100	362.33	78

Sous charges verticales :

Tableau IV.5: Pourcentage de participation des voiles à l'effort vertical

<u>Unité</u>	Forces reprises par les Voiles et portiques		Forces reprises par les voiles uniquement	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>ELU</u>	22219.97	100	4321.9	19.45

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises partiellement par les voiles.

Et les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure elle est de **catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles avec interaction** ; dont le coefficient de comportement égal à 5.

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

• Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tableau IV.6: Récapitulation des critères q .

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.		0.05
Redondance en plan.	0	
Régularité en plan.	0	
Régularité en élévation.	0	
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité du matériau	0	

D'où : $\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

• coefficient d'accélération de zone A: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : 2 }
 Zone sismique : IIa } D'après le tableau (Tab 4.1) $\implies A = 0.15$

R = 5 (structure mixte avec interaction).

• **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_{ETABS}=1.03[s].

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 03)**.

Dans notre cas: Site 2 **T₂ = 0.4[s]** (Site ferme)

T₂=0.4s < T_{etabs}= 1.03s < 3s donc : D=2.5 η (T₂ / T)^{2/3}

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau **(4.2/RPA 99)** présenté ci-après :

Tableau IV.7: Valeur de ξ en fonction de type de remplissage.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), on prend :

$\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.76 > 0.7$**condition vérifiée**

Alors : D = 2.5 × 0.76 × (0.4 / 1.03)^{2/3} = 1.01

• **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Du logiciel ETABS

W_t = 14438.56KN.

Tableau IV.8: Récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.01
Facteur de qualité Q	1.05
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	14438.56

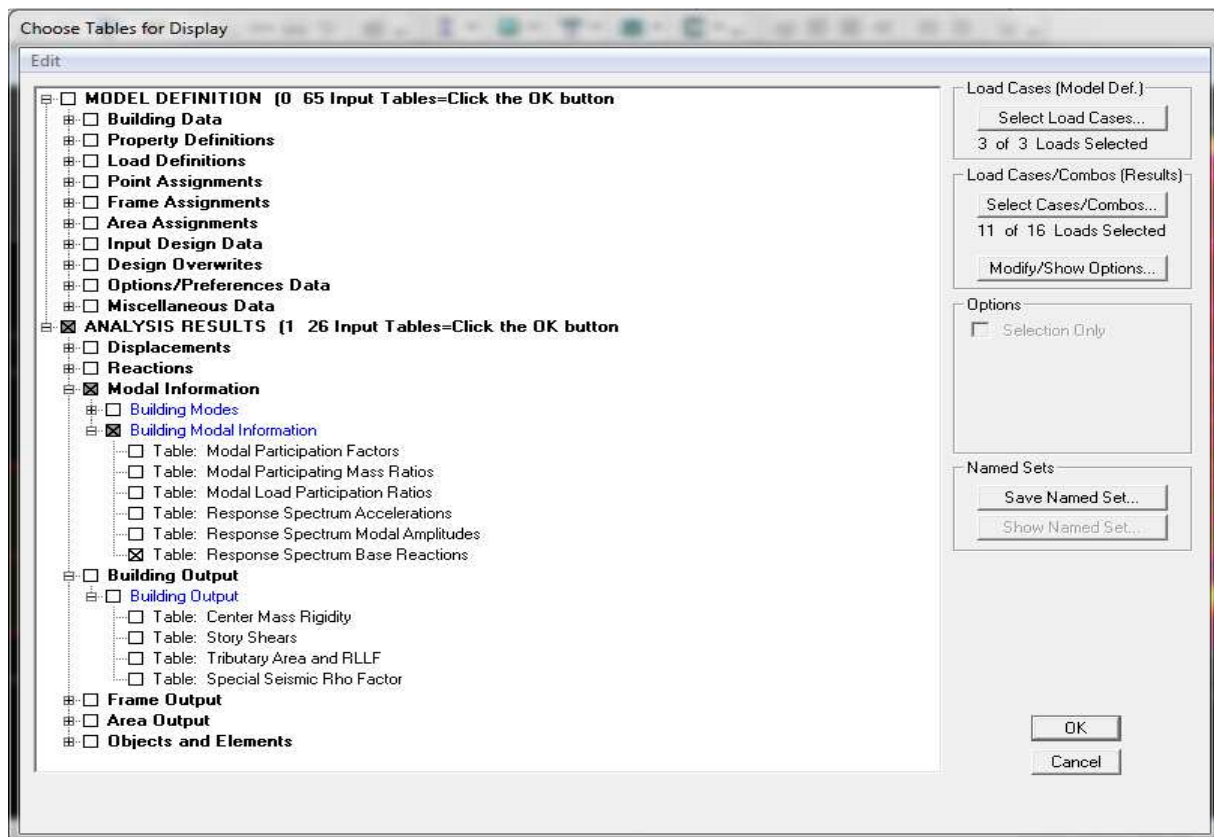
$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.01 \times 1.05}{5} \times 14438.56 = 459 \text{ KN}$$

A) Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

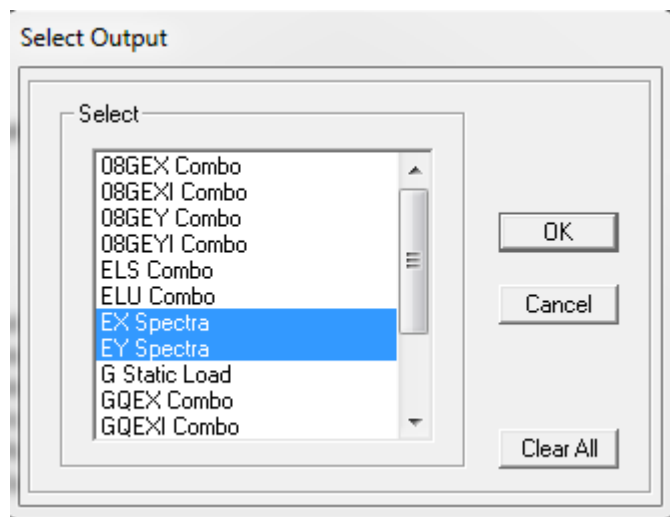
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes:

Display → show tables

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



→ Sélectionner la case select cases /combos → la fenêtre suivante s'affiche



————→ ok

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 466.83 \text{ KN}$$

$$V_{y dyn} = F_2 = 463.38 \text{ KN}$$

B) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{statique} = 459 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 0.8 V = 0.8 \times 459 = 367.5 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 466.83 > 80\% V = 367.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y dyn} = 463.38 > 80\% V = 367.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : $V_{etabs} > 0.8 V_{MSE} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

➤ **déplacements relatifs :**

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

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

• **Suivant EX :**

Tableau IV.9: Vérification des déplacements suivant X

Story	Diaphragme	UX	$(\delta_k - \delta_{k-1}) \times R$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
STORY6	D8	0.0147	0.0065	3.06	0.0306	vérifiée
STORY5	D7	0.0134	0.0075	3.06	0.0306	vérifiée
STORY4	D6	0.0119	0.0095	3.06	0.0306	vérifiée
STORY3	D5	0.010	0.0100	3.06	0.0306	vérifiée
STORY2	D4	0.008	0.0110	3.06	0.0306	vérifiée
STORY1	D3	0.0058	0.0110	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	D2	0.0036	0.0105	3.06	0.0306	vérifiée
S-SOL	D1	0.0015	0.0075	4.08	0.0408	vérifiée

• **Suivant EY :**

Tableau IV.10: Vérification des déplacements suivant Y

Story	Diaphragme	UY	$(\delta_k - \delta_{k-1}) \times R$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
STORY6	D8	0.0155	0.007	3.06	0.0306	vérifiée
STORY5	D7	0.0141	0.0085	3.06	0.0306	vérifiée
STORY4	D6	0.0124	0.010	3.06	0.0306	vérifiée
STORY3	D5	0.0104	0.011	3.06	0.0306	vérifiée
STORY2	D4	0.0082	0.0115	3.06	0.0306	vérifiée
STORY1	D3	0.0059	0.012	3.06	0.0306	vérifiée
RDC	D2	0.0035	0.0105	3.06	0.0306	vérifiée
S-SOL	D1	0.0014	0.007	4.08	0.0408	vérifiée

➤ **Vérification de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être **négligé**.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_k = WGi + 0.2WQi$$

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

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k: hauteur d'étage «k».

Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Δ.

Story	P	h _k	Sens xx			Sens yy		
			Δ _{K(x)}	V _{k(x)}	θ _x	Δ _{K(y)}	V _{k(y)}	θ _y
STORY6	2040.28	3.06	0.0065	131.22	0.033	0.007	133.57	0.035
STORY5	3747.38	3.06	0.0075	210.83	0.044	0.0085	211.65	0.049
STORY4	5499.24	3.06	0.0095	274.97	0.062	0.010	274.84	0.065
STORY3	7251.09	3.06	0.0100	327.89	0.072	0.011	326.76	0.08
STORY2	9002.95	3.06	0.0110	374.1	0.087	0.0115	372.58	0.09
STORY1	10806.44	3.06	0.0110	414.93	0.094	0.012	432.81	0.098
RDC	12609.93	3.06	0.0105	446.84	0.097	0.0105	443.29	0.098
S-SOL	14438.56	4.08	0.0075	466.83	0.057	0.007	463.38	0.071

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

➤ **vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

$N_d = 1084.04$ KN

$$V = \frac{1084.04 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

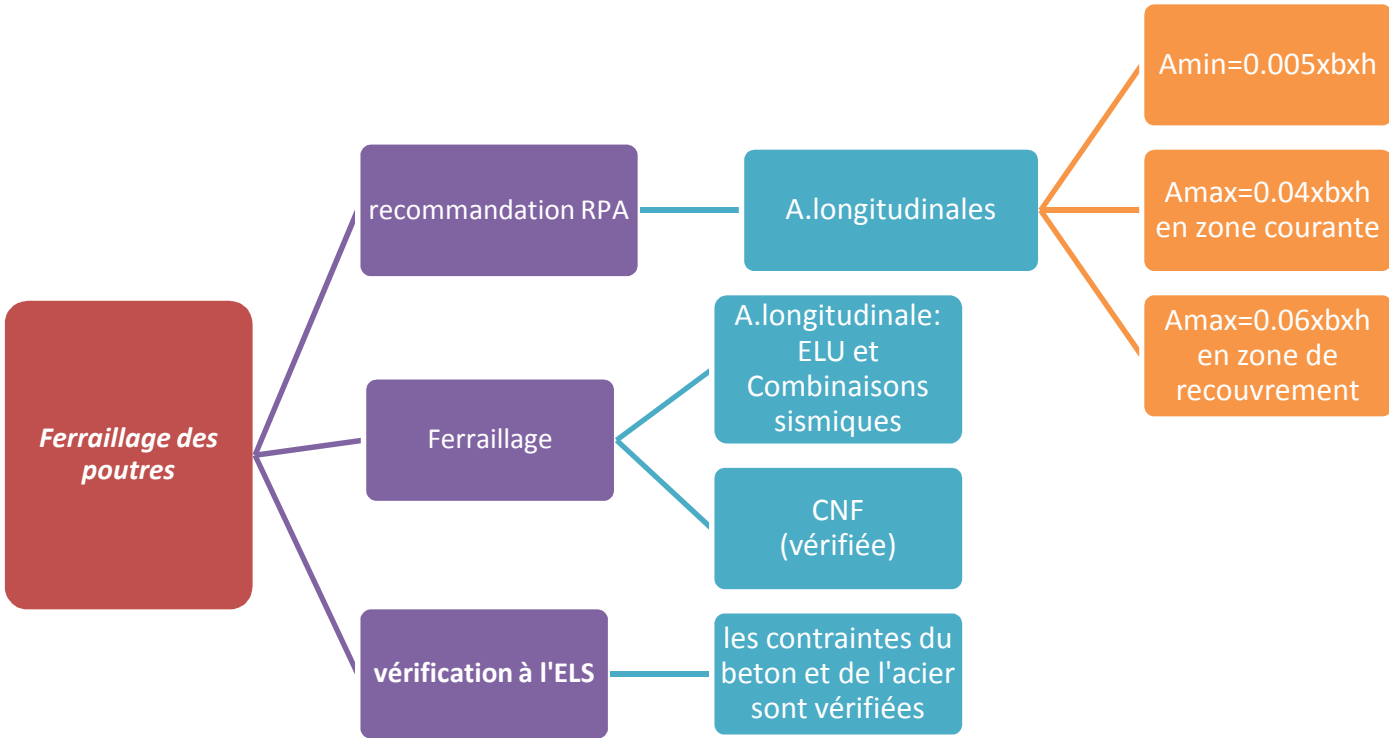
Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

➤ **Diagrammes des efforts internes :**

Les diagrammes des efforts internes pour les poutres principales et les poutres secondaires sont comme suit :

CHAPITRE V

Ferraillage des poutres



V. 1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU..... 1.35 G + 1.5 Q

ELS..... G + Q

RPA2003..... $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

V.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :**❖ Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de $40 \varnothing$ (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:
 $S_t = \min (h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.4 Etapes de calcul à L'ELU:

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- ✚ As: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- ✚ A's : section supérieure la plus comprimée.
- ✚ Un moment de flexion M_u supporté par la section.

➤ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \longrightarrow \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.5 (\text{Situation durable}) \\ \gamma_b = 1.15 (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 (\text{Situation durable}) \\ \gamma_s = 1.00 (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et **0.379** pour les combinaisons accidentelles du **RPA**.

Si $\mu \leq \mu_1$ la section est simplement armée c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{St} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

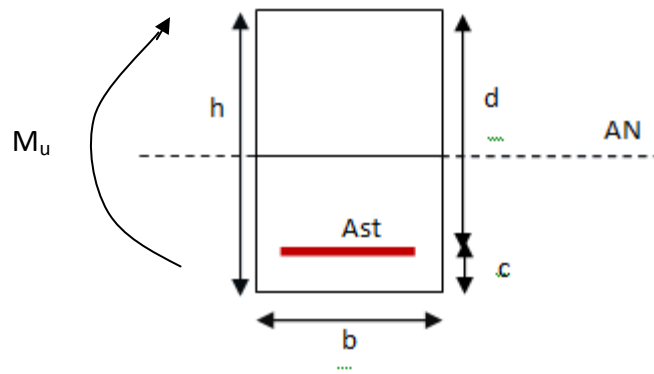


Fig.V.1: Schéma statique d'une section rectangulaire

Si $\mu \geq \mu_l$ la section est doublement armée c.-à-d. la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul:
$$\begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- ❖ Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- ❖ Armatures comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

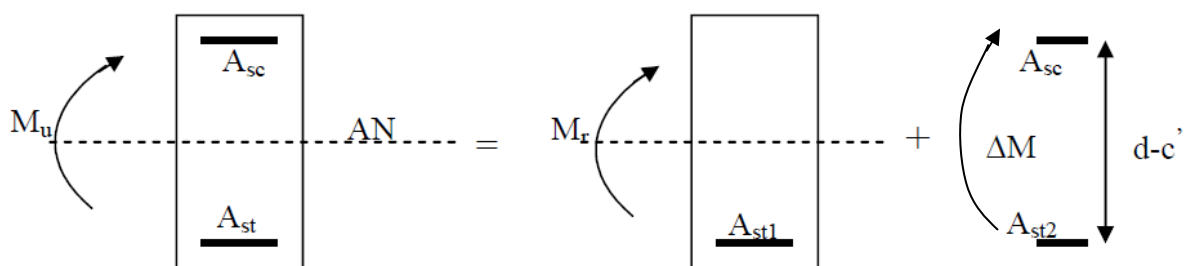


Fig.V.2: Ferraillage d'une section rectangulaire

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total : $\Delta M < 0.4M_u$ (**Art BAEL B66**).

V.4.1.Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

V.4.1-1.poutres principales :

- ELU (situation courante) :

Tableau V.1:Ferrailage en travée

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferrailage Total adopté	A adopté
S-SOL	32.51	0.052	SSA	0.973	2.50	(3HA14) filantes inf+ (3HA12) montages	8.01
RDC	32.73	0.053	SSA	0.973	2.59	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
1	33.25	0.054	SSA	0.972	2.62	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
2	34.11	0.055	SSA	0.971	2.70	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
3	34.19	0.056	SSA	0.971	2.74	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
4	35.07	0.057	SSA	0.970	2.81	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
5	35.68	0.058	SSA	0.970	2.86	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01
6	38.72	0.063	SSA	0.967	3.08	(3HA14) filantes inf + (3HA12) montages	8.01

- **Combinaisons accidentelles :(situation accidentelle)**

Tableau V.2: Ferraillage sur appuis supérieurs :

Niv	Mu (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferraillage total adopté	A adopté
S-SOL	-76.91	0.096	SSA	0.949	5.33	(3HA12) filantes sup +(3HA14) Chapeaux	8.01
RDC	-94.84	0.118	SSA	0.937	6.66	(3HA12) filantes sup +(3HA14) Chapeaux	8.01
1	-97.41	0.122	SSA	0.935	6.85	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01
2	-94.87	0.118	SSA	0.937	6.66	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01
3	-90.67	0.112	SSA	0.940	6.36	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01
4	-81.36	0.101	SSA	0.947	5.65	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01
5	-73.45	0.092	SSA	0.952	5.07	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01
6	-63.47	0.079	SSA	0.959	4.35	(3HA12) filantes sup + (3HA14) Chapeaux	8.01

Tableau V.3 : Ferraillage sur appuis inferieurs :

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferraillage Total adopté	A adopté
S-SOL	54.88	0.068	SSA	0.965	3.74	(3HA14) filantes inf	4.62
RDC	65.47	0.082	SSA	0.957	4.50	(3HA14) filantes inf	4.62
1	63.41	0.079	SSA	0.959	4.35	(3HA14) filantes inf	4.62
2	54.99	0.069	SSA	0.965	3.74	(3HA14) filantes inf	4.62
3	46.19	0.058	SSA	0.970	3.13	(3HA14) filantes inf	4.62
4	35.18	0.044	SSA	0.978	2.37	(3HA14) filantes inf	4.62
5	28.17	0.035	SSA	0.982	1.89	(3HA14) filantes inf	4.62
6	30.36	0.038	SSA	0.981	2.04	(3HA14) filantes inf	4.62

V.4.1-2.poutres secondaires :

- ELU (situation courante) :

Tableau V.4 : Ferraillage en travée.

Niv	Mu (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferraillage Total adopté	A adopté
S-SOL	10.81	0.023	SSA	0.989	0.95	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
RDC	12.06	0.026	SSA	0.987	1.06	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
1	16.26	0.035	SSA	0.982	1.44	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
2	20.96	0.045	SSA	0.976	1.87	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
3	26.50	0.057	SSA	0.970	2.38	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
4	27.13	0.058	SSA	0.970	2.44	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
5	28.06	0.060	SSA	0.969	2.52	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78
6	22.65	0.048	SSA	0.975	2.02	(3HA12) filantes inf + (3HA12) montages	6.78

Combinaisons accidentelles :(situation accidentelle) :

Tableau V.5 : Ferraillage sur appuis supérieurs

Niv	Mu (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferraillage Total adopté	A adopté
S-SOL	-64.86	0.107	SSA	0.943	5.20	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
RDC	-76.13	0.126	SSA	0.932	6.18	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
1	-79.84	0.132	SSA	0.929	6.51	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
2	-80.90	0.133	SSA	0.928	6.60	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
3	-79.83	0.132	SSA	0.929	6.51	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
4	-74.56	0.123	SSA	0.934	6.05	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
5	-69.92	0.116	SSA	0.938	5.65	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78
6	-61.25	0.102	SSA	0.946	4.91	(3HA12) filantes sup+ (3HA12) Chapeaux	6.78

Tableau V.6 : Ferraillage sur appuis inferieurs

Niv	Mu (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	Ferraillage Total adopté	A adopté
S-SOL	41.26	0.068	SSA	0.965	3.24	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
RDC	45.73	0.076	SSA	0.960	3.61	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
1	45.75	0.076	SSA	0.960	3.61	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
2	44.27	0.073	SSA	0.962	3.49	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
3	44.75	0.074	SSA	0.962	3.49	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
4	38.69	0.064	SSA	0.967	3.03	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
5	32.89	0.054	SSA	0.972	2.54	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65
6	23.45	0.038	SSA	0.981	1.83	(3HA12) filantes inf +(2HA12) chapeaux	5.65

Conclusion : le ferraillage est déterminé par les sollicitations suivantes :

En travée : ELU : 1.35G+1.5Q

Aux appuis : ELU : 0.8G±E , G+Q±E

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

En travée : (3HA14 filantes inf+ 3HA12 montages) =8.01cm² >A_{min} = 6cm²

Aux appuis : (3HA12 filantes sup+3HA14 chapeaux+3HA14filantes inf) =12.63cm² > A_{min} = 6cm²

Les poutres secondaires seront ferraillées comme suit :

En travée : (3HA12 filantes inf + 3HA12 montages) =6.78cm² >A_{min} = 5.25cm².

Aux appuis : (3HA12 filantes sup +3HA12 chapeaux + 3HA12 filantes inf+2HA12 chapeaux)= 12.44cm² >A_{min} = 5.25cm².

V.4.2. Vérifications à l'ELU :

V.4.2-1. Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99)

$$A_{sadopt} \geq A_{min}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2$ (en travée)Condition vérifiée.

$A_s = 12.63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2$ (sur appui).....Condition vérifiée.

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$ (en travée)Condition vérifiée.

$A_s = 12.44 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$ (sur appui).....Condition vérifiée.

V.3.2-2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Sens principale :** (6HA14+3HA12)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3.14(6 \times 1.4 + 3 \times 1.2) = 37.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{80.68 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.3768} = 0.63 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa > 0.63 MPa \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire : (11HA12)**

$$\sum U_i = 3.14(11 \times 1.2) = 41.45 cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{56.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33 \times 0.4145} = 0.46 MPa.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa > 0.46 MPa \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V.4.2-3. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

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

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{max} = 80.68 KN.$$

D'où : $\tau_u = \frac{80.68 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.71 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{max} = 56.61 KN.$$

Alors : $\tau_u = \frac{56.61 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.57 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

V-4-2-4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

🚦 **Influence sur le béton : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

Il faut vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 684.14 KN.$$

$V_u = 80.68 < \bar{V}_u = 684.14 KN \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 594.12 \text{ KN.}$$

$$V_u = 56.61 < \bar{V}_u = 594.12 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

🚧 **Influence sur les armatures :** (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)

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 l'équilibrer:

$$D'ou A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u est pris avec son signe.

$$Si : \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \implies \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ **Sens principale :**

$$80.68 - \frac{61.28}{0.9 \times 0.38} = -98.50 < 0$$

➤ **Sens secondaire :**

$$56.61 - \frac{54.27}{0.9 \times 0.33} = -126.12 < 0$$

Conclusion : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures

V.4.2-5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{r28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \implies L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.38 \text{ cm} \implies \text{soit : } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \implies L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.33 \text{ cm} \implies \text{soit : } L_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \implies L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \implies L_c = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \implies L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \implies L_c = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

V.4.2-6. Calcul des armatures transversales :**A) Poutres principales :**

$$\underline{\text{Zone nodale}} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 10 cm**

$$\underline{\text{Zone courante}} : S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

B) Poutres secondaires:

$$\underline{\text{Zone nodale}} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30\text{cm}\right) = 8.75\text{cm}.$$

Soit à prendre : **S_t = 7 cm.**

$$\underline{\text{Zone courante}} : S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

V.4.2-7. Diamètre des armatures transversales :

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

- **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1.14 ; 1.2 ; 3)\text{ cm}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(1 ; 1.2 ; 3)\text{ cm}$$

Remarque :

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

V.4.2-8. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.4.2-9. Délimitation de la zone nodale : (RPA 99 version 2003)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

V.4.3. Vérification 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 :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

V.4.3-1. Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

V.4.3-2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}.$$

- Contrainte admissible du béton :

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

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

-déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

-les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Tableau V.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Aux appuis	44.41	12.63	1.275	0.848	17.89	109.12	6.10	15	vérifiée
En travées	28.26	8.01	0.810	0.871	23.76	106.60	4.48	15	vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Obs
Aux appuis	39.30	12.44	1.257	0.849	18.11	112.76	6.23	15	vérifiée
En travées	20.36	6.78	0.685	0.879	26.44	103.53	3.92	15	vérifiée

V.4.4. Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

Grace au logiciel **ETABS**, on a obtenu les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- ✓ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 4.30m
f_{max} = 0.394 cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Avec : L : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où : f_{max} = 0.394 cm < \bar{f} = 0.86 cm.....**Condition vérifiée.**

- ✓ **Poutre secondaire :** La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 3.20 m
f_{max} = 0.353 cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

D'où : f_{max} = 0.353 cm < \bar{f} = 0.64 cm..... **Condition vérifiée.**

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

V.4.5. Ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

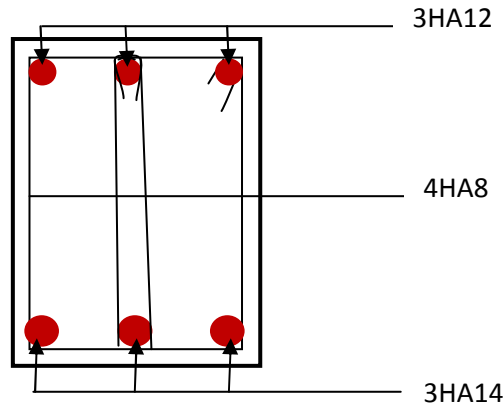


Fig.V.3: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12+3HA14 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

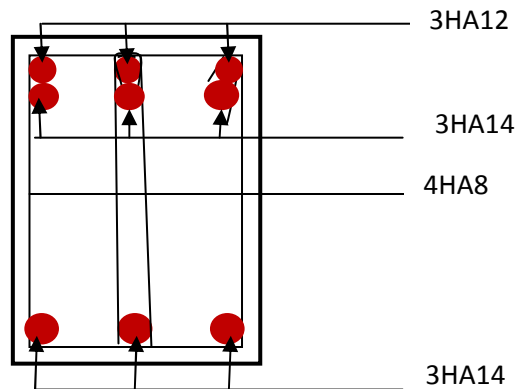


Fig.V.4: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

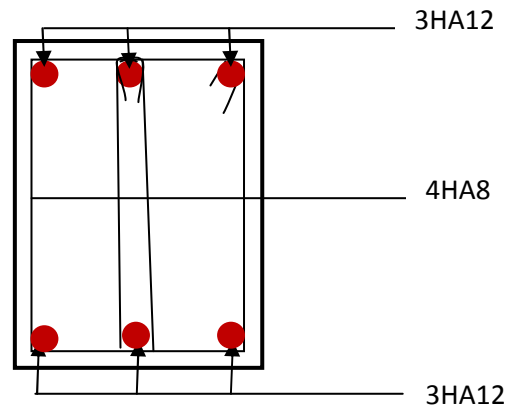


Fig.V.5: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

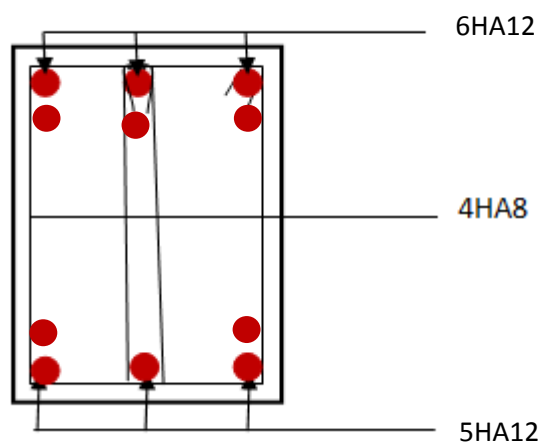
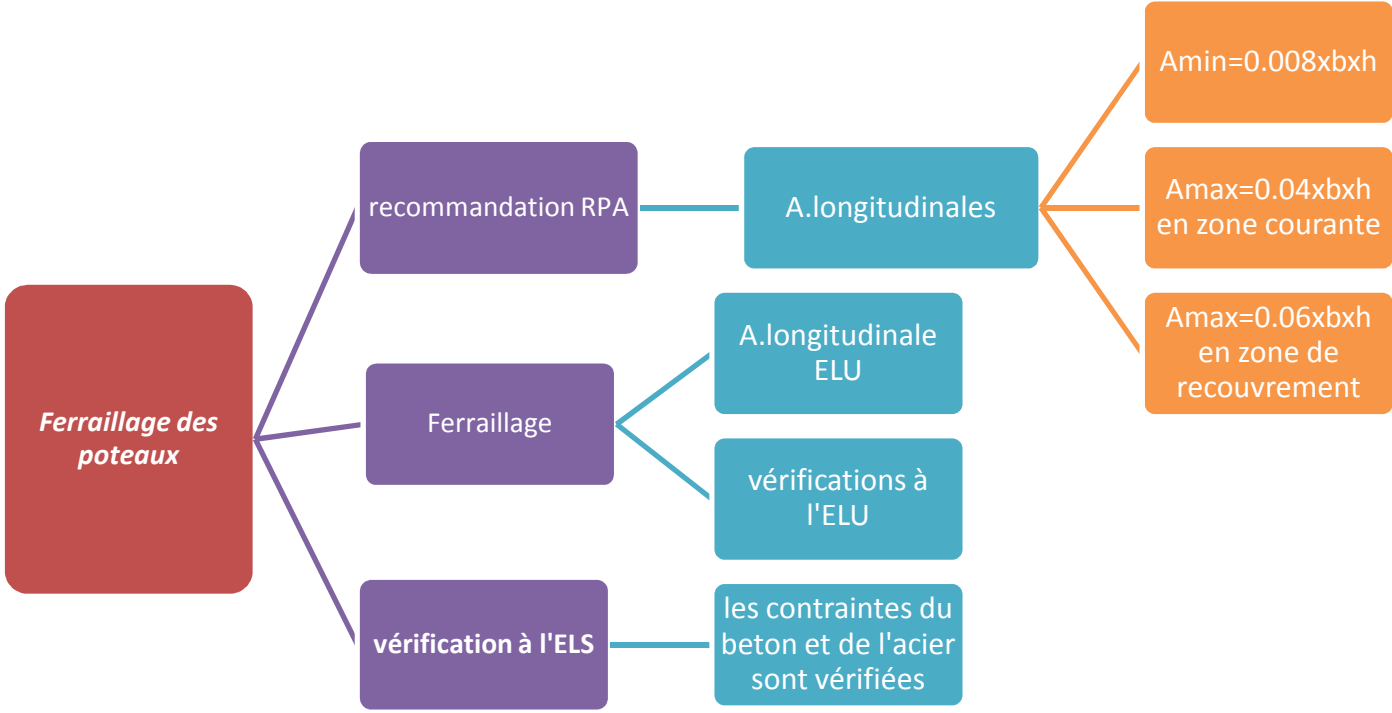


Fig.V.6 : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

CHAPITRE VI

Ferraillage des poteaux



VI.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

{	1.35 G + 1.5 Q	ELU
	G + Q	ELS
	G + Q ± E	RPA 2003
	0.8 G ± E	RPA 2003

Tableau VI.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	γ_s	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Courante	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.34	1	400	400

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :

VI.2.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

Poteau (40×40) : $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35) : $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) : $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

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

Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

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

Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.

-La longueur de recouvrement minimale : est de **40Φ en zone IIa**.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone **IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI.3. Délimitation 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.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

$$h' = \max (373/6, 40, 40, 60\text{cm}) = 63\text{cm}.$$

$$h' = \max (271/6, 40, 40, 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

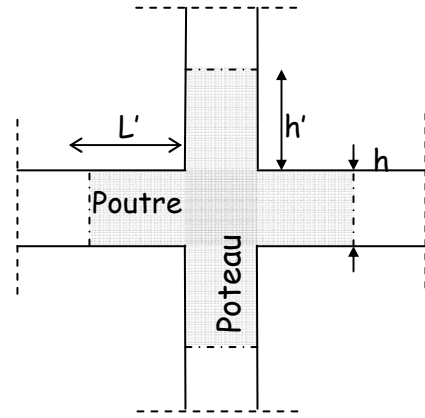


Fig.VI.1: Délimitation de la zone nodale

- h' = 63cm → Dans les poteaux du sous-sol
- h' = 60cm → Dans les poteaux de RDC et les différents étage

- L' = 2 × 40 = 80 cm : poutres principales de (30 × 40).

- L' = 2 × 35 = 70 cm : poutres secondaires de (30 × 35).

VI.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e} \text{ (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

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

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi$$

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

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

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12mm$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.} \longrightarrow \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et (l_f) longueur de flambement du poteau.

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

VI.5. Calcul du ferraillage :

VI.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C_p » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

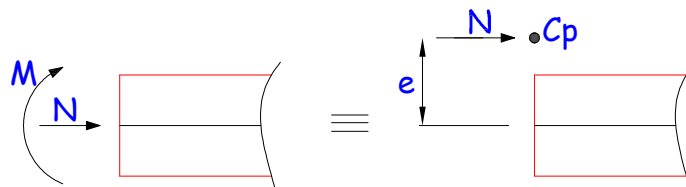


Fig.VI.2 : Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

- **Armatures longitudinales :**

Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

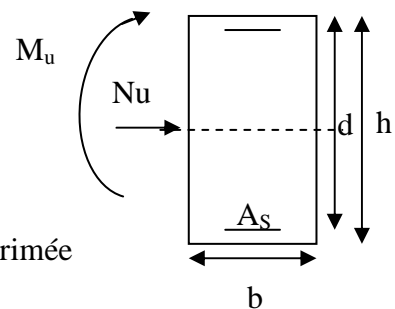


Fig.VI.3 : Ferraillage d'une section rectangulaire

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait

comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

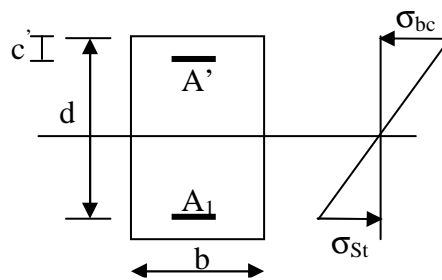


Fig.VI.4 : Ferraillage d'une SDA

► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section à besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

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

N_u : effort de compression.

VI.5.2 Calcul du ferraillage des poteaux avec socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logicielle.

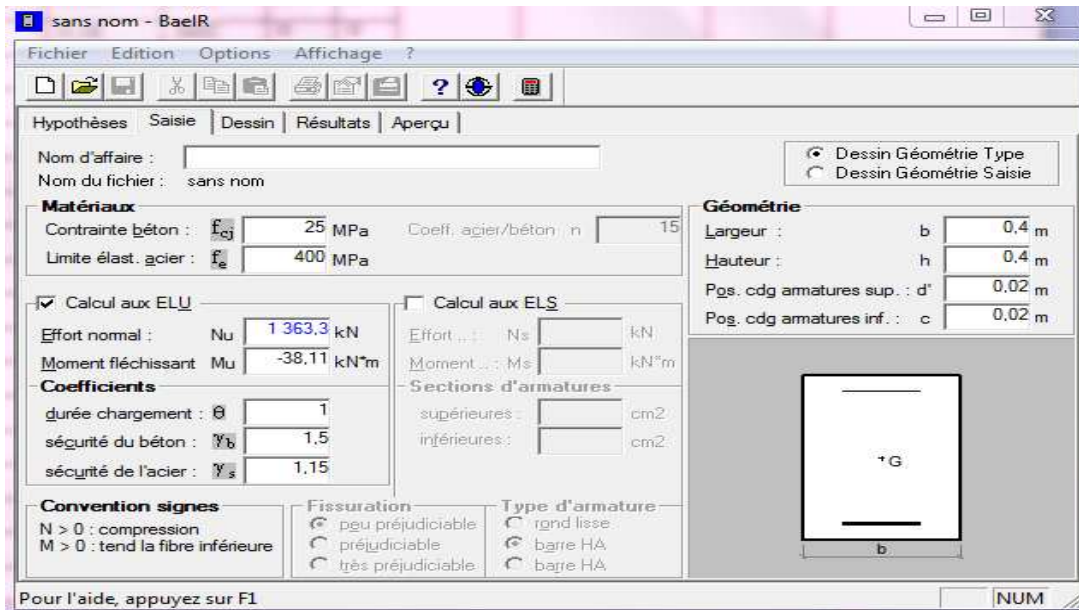
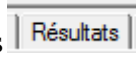
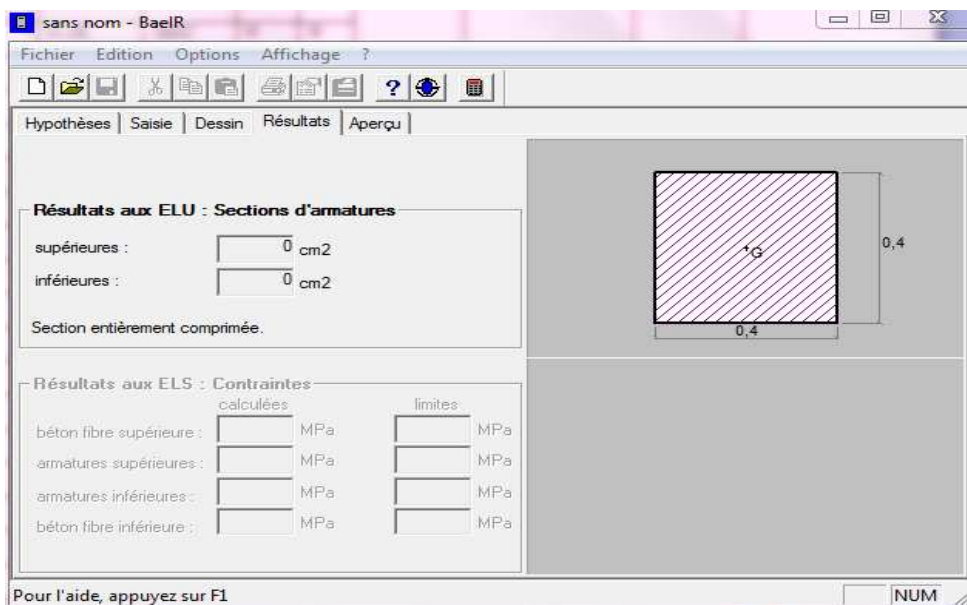


Figure VI.5 : caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :



VI.5.3- Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	Comb.	N (KN)	Moment (KN.m)	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	obs	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
S-SOL RDC 1 ^{er} étage (40×40)	ELU	N _{max} = -1463.97	M _{2COR} = -0.54	0.0004	0.18	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.2
			M _{3COR} = -0.813	0.0006	0.18	SEC	0	0			
	0.8GE	N _{min} = -1.93	M _{2COR} =8.66	4.49	0.18	SPC	0	0.59			
			M _{3COR} =1.23	0.64	0.18	SPC	0	0.11			
	GQE	N _{cor} =-411.22	M _{2max} =-65.07	0.16	0.18	SPC	0	0			
			N _{cor} =-538.19	M _{3max} =-58.72	0.11	0.18	SPC	0			
2 ^{eme} 3 ^{eme} étage 4 ^{eme} (35×35)	ELU	N _{max} =-878.48	M _{2COR} = -6.19	0.007	0.155	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA14	12.32
			M _{3COR} = -5.54	0.006	0.155	SEC	0	0			
	0.8GE	N _{min} = -44.95	M _{2COR} = 1.96	0.044	0.155	SPC	0	0.66			
			M _{3COR} = 0.67	0.015	0.155	SEC	0	0			
	GQE	N _{cor} = -258.64	M _{2max} =48.94	0.151	0.155	SPC	0	0.61			
			N _{cor} = -360.92	M _{3max} = -48.82	0.135	0.155	SEC	0			
5 ^{eme} 6 ^{eme} étage (30×30)	ELU	N _{max} = -348.74	M _{2COR} =-5.22	0.014	0.13	SEC	0	0	7.2	4HA12+4HA12	9.04
			M _{3COR} =6.86	0.019	0.13	SEC	0	0			
	0.8GE	N _{min} =- 0.2	M _{2COR} =-0.15	0.75	0.13	SPC	0.02	0			
			M _{3COR} =0.46	2.30	0.13	SPC	0	0.04			
	GQE	N _{cor} = -62.58	M _{2max} = -27.40	0.438	0.13	SPC	1.70	0			
			N _{cor} = -106.6	M _{3max} = -32.63	0.310	0.13	SPC	1.64			

Pour chaque cas $A_{adopté} > A_{min}$condition vérifiée.

VI.5.4-Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

VI.5.5-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

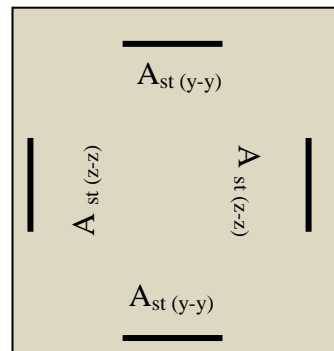
Soit ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).

Conclusion :

• **Les Armatures longitudinales :**

✓ **Poteaux 40×40 :**

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant :
 $A_{adopté} = 4HA16 + 4 HA14 = 14.2 \text{ cm}^2$



• **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

• **Les Armatures longitudinales :**

✓ **Poteaux 35×35 :**

Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferraillage suivant :
 $A_{adopté} = 4HA14 + 4 HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

• **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

• Les Armatures longitudinales :

✓ Poteaux 30×30 :

Pour notre poteau qui est carré,
on opte pour le ferraillage suivant :
 $A_{adopté} = 4HA12 + 4 HA12 = 9.04 \text{ cm}^2$

• Les Armatures transversales

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

VI.5.6-Vérification des armatures transversales :

VI.5.6.1-Calcul des espacements :

-L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{ 15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm} \} = \min \{ 15 \times 1.2, 40\text{cm}, (30+10) \}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a: est la petite dimension du poteau

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

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

⚡ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \{ 10 \phi_L^{\min}, 15\text{cm} \} = \min \{ 10 \times 1.2 ; 15\text{cm} \} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

⚡ En zone courante :

$$S_t = 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.5.2.6- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (RPA03.Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

-Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

-Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

❖ **Poteaux (40x 40) :**

✓ **Sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.08}{0.40} = 7.21 > 5$$

- ⚡ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**
- ⚡ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

✓ **RDC, Etage 1 :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.4 > 5$$

- ⚡ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**
- ⚡ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

❖ **Poteaux (35 x35):**

✓ **Etage 2, 3, 4 :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5$$

- ⚡ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**
- ⚡ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

❖ **Poteaux (30 x30):**

✓ **Etage 5, 6 :**

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 3.06}{0.30} = 7.21 > 5$$

- ⚡ Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**
- ⚡ Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

❖ La longueur minimale des recouvrements est de:

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

Pour les HA12 : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 50 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 60 \text{ cm}$.

Pour les HA16 : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 65 \text{ cm}$.

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

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow \text{ soit : } l_s = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow \text{ soit : } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow \text{ soit : } l_s = 60 \text{ cm.}$$

❖ Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (40×40) :**
- ✓ **Sous-sol, RDC, étage 1 :**
- **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{39.8 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.26 \text{ MPa}$$

- **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{43.77 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.29 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 5.4 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$**condition vérifiée.**

- ❖ **Poteaux (35 x35):**
- ✓ **Etage 2, 3, 4 :**
- **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{32.62 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.32 \text{ MPa}$$

- **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{32.5 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.28 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 6.18 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$**condition vérifiée.**

- ❖ **Poteaux (30 x30):**
- ✓ **Etage 5, 6 :**

- **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{22.24 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.26 \text{ MPa}$$

- **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{18.61 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.22 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 7.21 > 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$**condition vérifiée.**

VI.5.7. Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_2)

Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (kN.m)	A_s (cm ²)	$\sigma_{bc\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ inf}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
40×40	$N_{max} - M_{2COR}$	1064.56	-0.399	14.2	6	6.06	15	90	90.08	348	vérifiée
	$N_{min} - M_{2COR}$	250.43	0.506	14.2	1.46	1.38	15	20.8	21.8	348	vérifiée
	$M_{2max} N_{COR}$	734.37	-15.17	14.2	3.01	5.3	15	47.3	77.4	348	vérifiée
35×35	$N_{max} M_{2COR}$	639.02	-4.48	12.32	4.19	5.18	15	63.7	76.9	348	vérifiée
	$N_{min} - M_{2COR}$	100.04	0.27	12.32	0.76	0.70	15	11.4	10.6	348	vérifiée
	$M_{2max} N_{COR}$	297.86	9.39	12.32	3.22	1.15	15	46.6	19	348	vérifiée
30×30	$N_{max} M_{2COR}$	254.2	3.78	9.04	3.22	1.86	15	46.6	29.6	348	vérifiée
	$N_{min} - M_{2COR}$	12.87	0.32	9.04	0.19	0.07	15	2.65	1.21	348	vérifiée
	$M_{2max} N_{COR}$	100.17	9.21	9.04	2.82	0	15	37.4	-11.6	348	vérifiée

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_3)

Section	Sollicitation	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	$\sigma_{bc\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ inf}$ (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	obs
40×40	$N_{max}-M_{3COR}$	1064.56	-0.59	14.2	5.98	6.07	15	89.8	91	348	vérifiée
	$N_{min}-M_{3COR}$	250.43	0.78	14.2	1.48	1.36	15	22	20.5	348	vérifiée
	$M_{3max}-N_{COR}$	734.37	-13.54	14.2	3.13	5.18	15	48.9	75.8	348	vérifiée
35×35	$N_{max}-M_{3COR}$	639.02	-4.01	12.32	4.24	5.13	15	64.4	76.2	348	vérifiée
	$N_{min}-M_{3COR}$	100.04	-0.76	12.32	0.65	0.82	15	9.89	12.1	348	vérifiée
	$M_{3max}-N_{COR}$	297.86	-18.76	12.32	0.1	4.25	15	5.13	60.2	348	vérifiée
30×30	$N_{max}-M_{3COR}$	254.2	4.97	9.04	3.43	1.64	15	49.2	26.9	348	vérifiée
	$N_{min}-M_{3COR}$	12.87	0.86	9.04	0.29	0	15	3.88	-0.07	348	vérifiée
	$M_{3max}-N_{COR}$	100.17	-14.99	9.04	0	4.53	15	-58.2	56.5	348	vérifiée

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

VI.5.8. schéma de ferraillage des poteaux :

➤ Poteaux (40×40) :

- Les armatures longitudinales : $4HA16+4 HA14 = 14.2cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01cm^2$

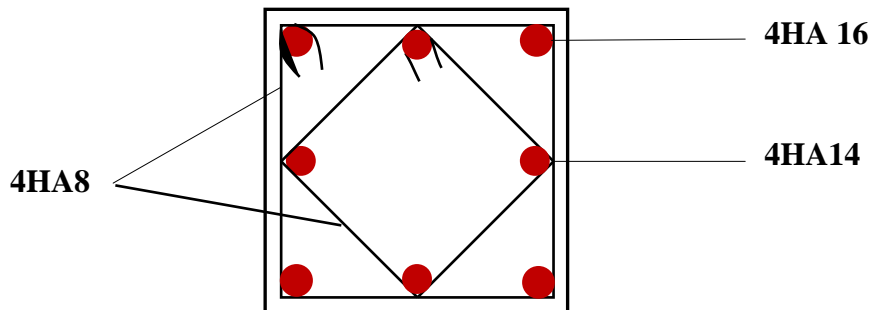


Fig. VI.6 : Schéma de ferraillage du poteau 40x40

➤ Poteaux (35×35) :

- Les armatures longitudinales : $4HA14+4 HA14 = 12.32cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01cm^2$

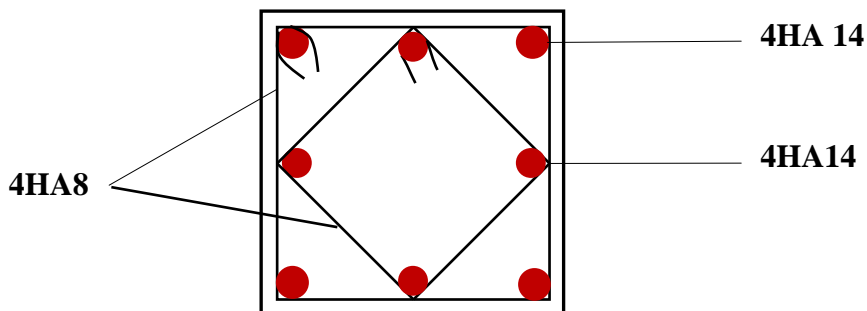


Fig. VI.7 : Schéma de ferraillage du poteau 35x35

➤ Poteaux (30×30) :

- Les armatures longitudinales : $4HA14+4 HA12 = 9.04 cm^2$
- Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01cm^2$

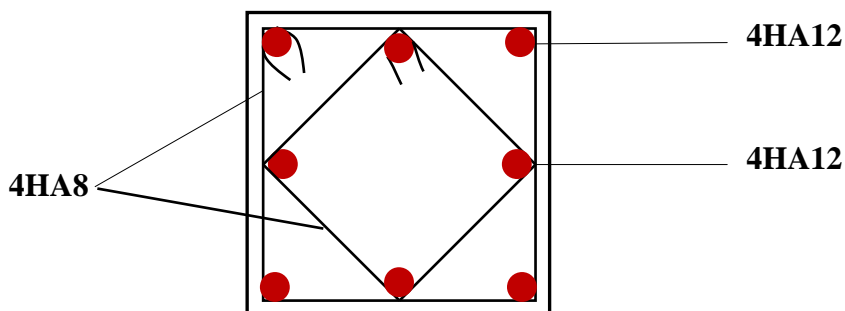
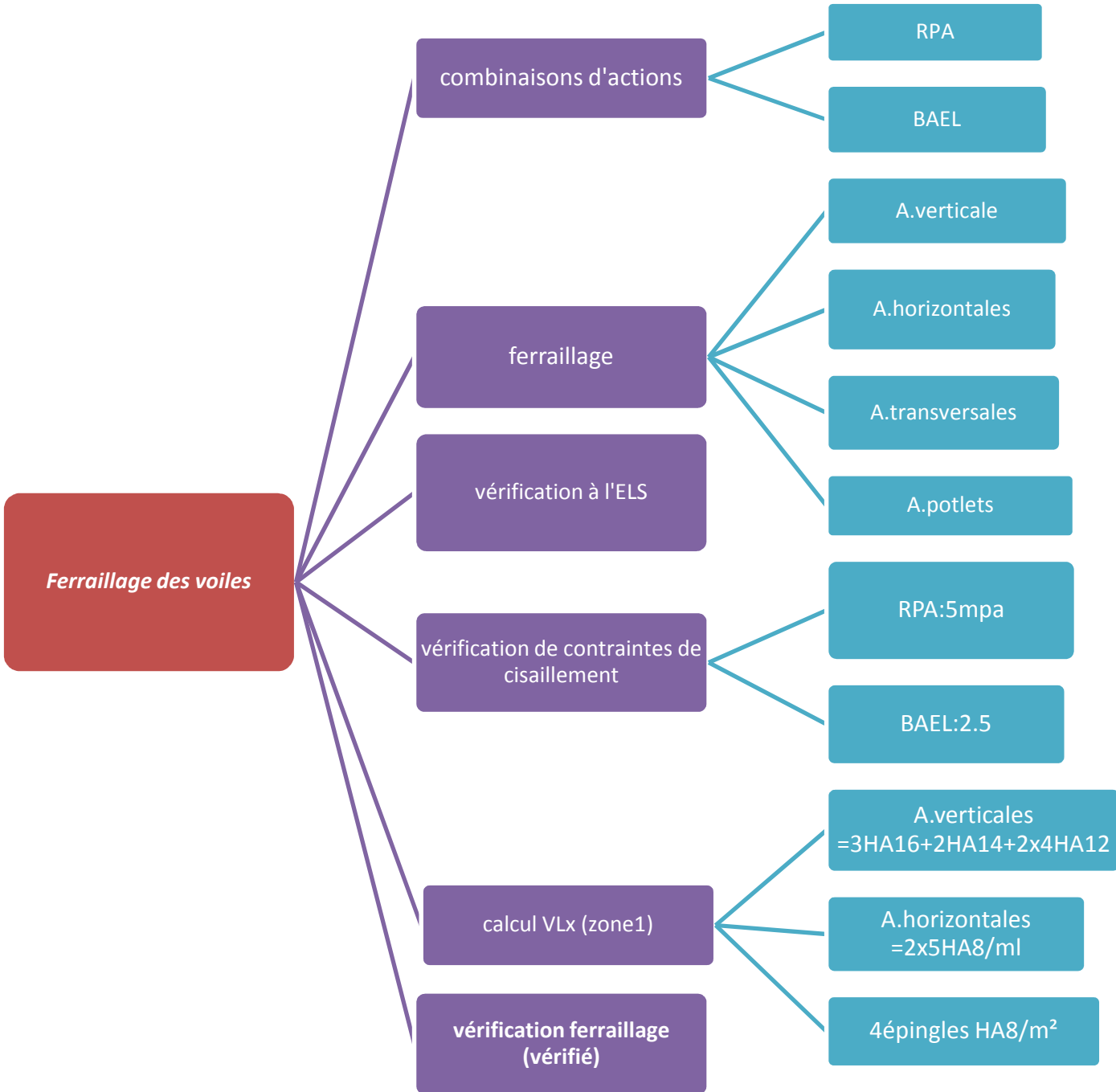


Fig. VI.8 : Schéma de ferraillage du poteau 30x30

CHAPITRE VII

Ferraillages des voiles



VII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

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

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : RDC et 1^{er} niveau
- Zone 2 : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau
- Zone 3 : 5^{ème} et 6^{ème} niveau

VII.2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VII.3. Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.3.1. Exposé de la méthode : La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

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

Remarque :

Dans notre cas le diagramme des contraintes est relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

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

Avec : h_c : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

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

Remarque :

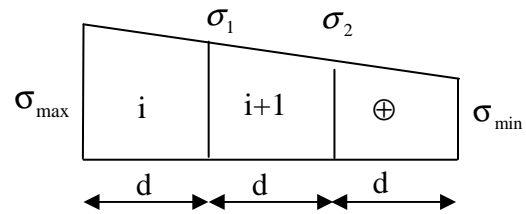
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

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

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

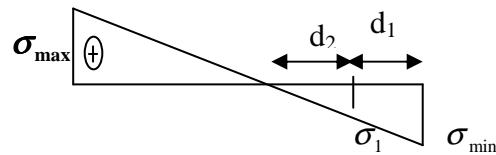
Avec : e : épaisseur du voile



b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



c. Section entièrement tendue (SET) :

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

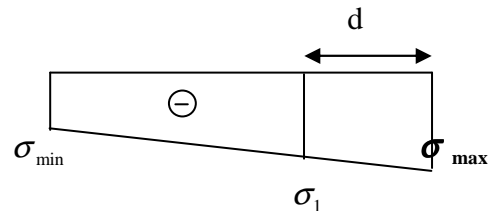


Fig.VII.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

VII.3.2. Détermination des armatures :

a. SEC :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 B \right)$$

VII.3.3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %
- En zones courantes 0.10 %
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets.
- La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le **BAEL 91**:
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le **RPA99 (version 2003)** :
$$A_H \geq 0.15 \% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **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 (RPA 2003 Art .7.7.4.3). Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VII.3.4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

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 égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

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

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

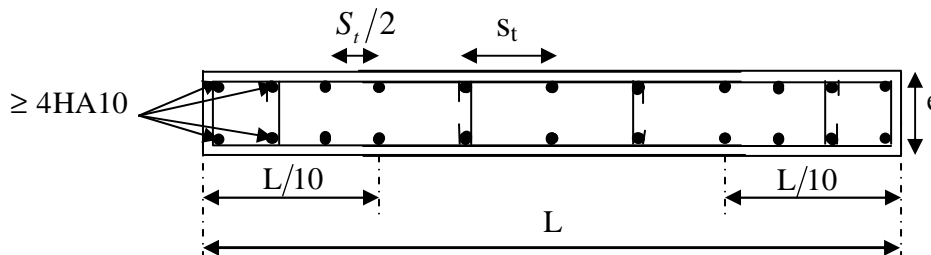


Fig.VII.2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.5. Les vérifications :**a. Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

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

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

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

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement Pour la fissuration préjudiciable.

- La disposition des voiles :

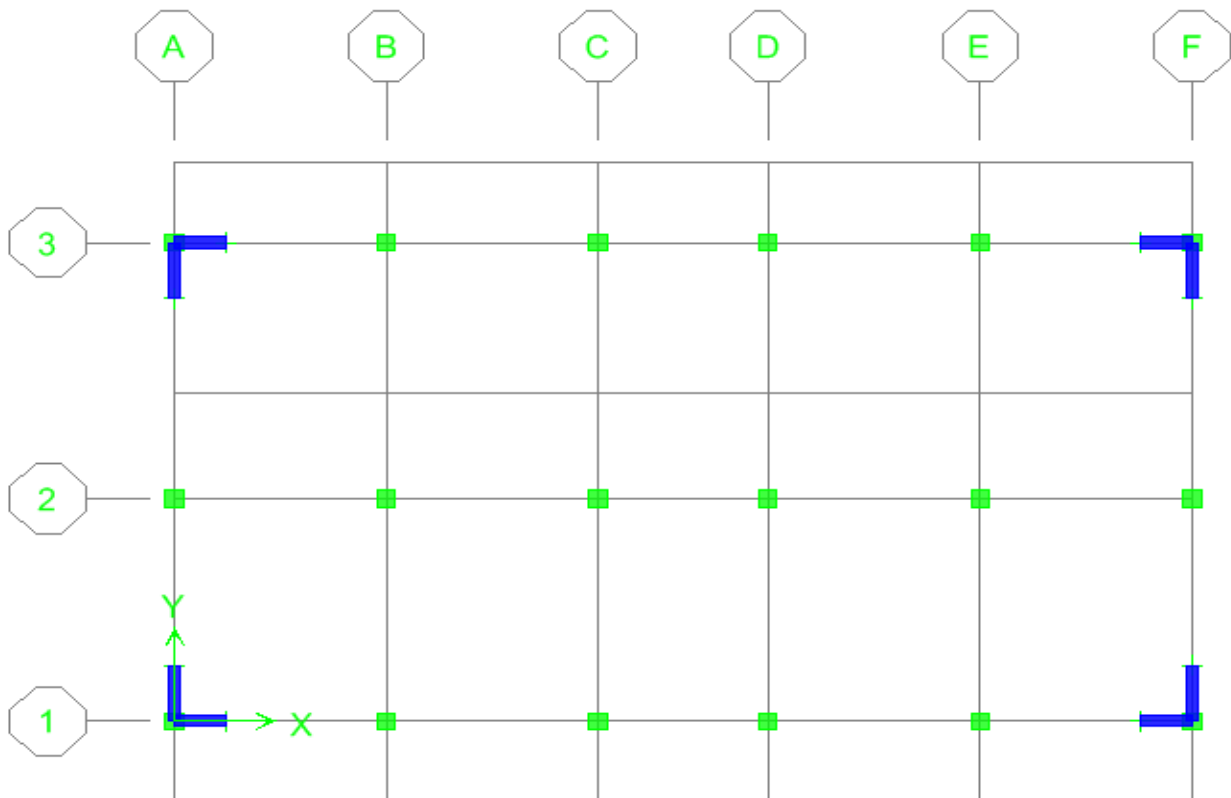


Fig.VII.3 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

VII.3.6. Exemple de calcul :

Ferraillage de voile longitudinal plein (VLx) :

a. Zone I :

- Caractéristiques géométriques :

$L = 1.25 \text{ m}$

$e = 0.20 \text{ m}$

$I = 0.033 \text{ m}^4$

$B = 0.25 \text{ m}^2$

$V = V' = \frac{L}{2} = 0.625 \text{ m}$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = -5806.64 \text{ kPa} \\ \sigma_{\max} = 2325.77 \text{ kPa} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$

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

$L_c = \frac{2325.77}{5806.64 + 2325.77} \times 1.25 = 0.36 \text{ m}$

$$L_t = L - L_c = 1.25 - 0.36 = 0.89 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{2.73}{2} ; \frac{2}{3} \times 0.36 \right) = 0.24 \text{ m}$$

Soit deux tronçons : (d₁, d₂)

Avec :

$$d_1 = 0.24 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.65 \text{ m}$$

❖ 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots\dots\dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{0.89 - 0.24}{0.89} \times (-5806.64) = -4240.8 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{5806.64 + 4240.8}{2} \times 0.24 \times 0.20 = 241.14 \text{ KN}$$

• Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = \frac{241.14 \times 10}{400} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 6.03 \text{ cm}^2$$

• Section minimale :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d_1 \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times d_1 \times e \right) = \max \left[0.46 \text{ cm}^2 ; 2.4 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

❖ 2^{eme} tronçon : d₂ = 0.65 m

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots\dots\dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

$$N_2 = \frac{4240.8}{2} \times 0.65 \times 0.20 = 275.65 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{275.65 \times 10}{400} = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 6.89 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d_2 \times e \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times d_2 \times e \right) = \max \left[1.38 \text{ cm}^2 ; 6.5 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 6.5 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopte :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique.

1^{ère} bande : On garde le même ferrailage du poteau (24 cm du poteau) = **9.11 cm²**

2^{ème} bande : 8HA12 = **9.05 cm²**, soit : 4HA12/nappe. Avec un espacement de **16 cm**.

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_h \geq 0.15\% B = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5\text{HA8} = 5.03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

- Vérification des contraintes de cisaillement :

BAEL 91 : $\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{349.27 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1250} = 1.55 \text{MPa}$

$\tau_u = 2.28 < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1.4 \times 349.27 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1250} = 2.17 \text{MPa}$

$\tau_b = 2.89 < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Vérification à l'ELS :

$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2881.45 \times 10^3}{1250 \times 200 + 15 \times 18.16 \times 10^2} = 10.39 \text{MPa}$

$\sigma_b = 10.39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

- Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Ferrailage de voile VL_x

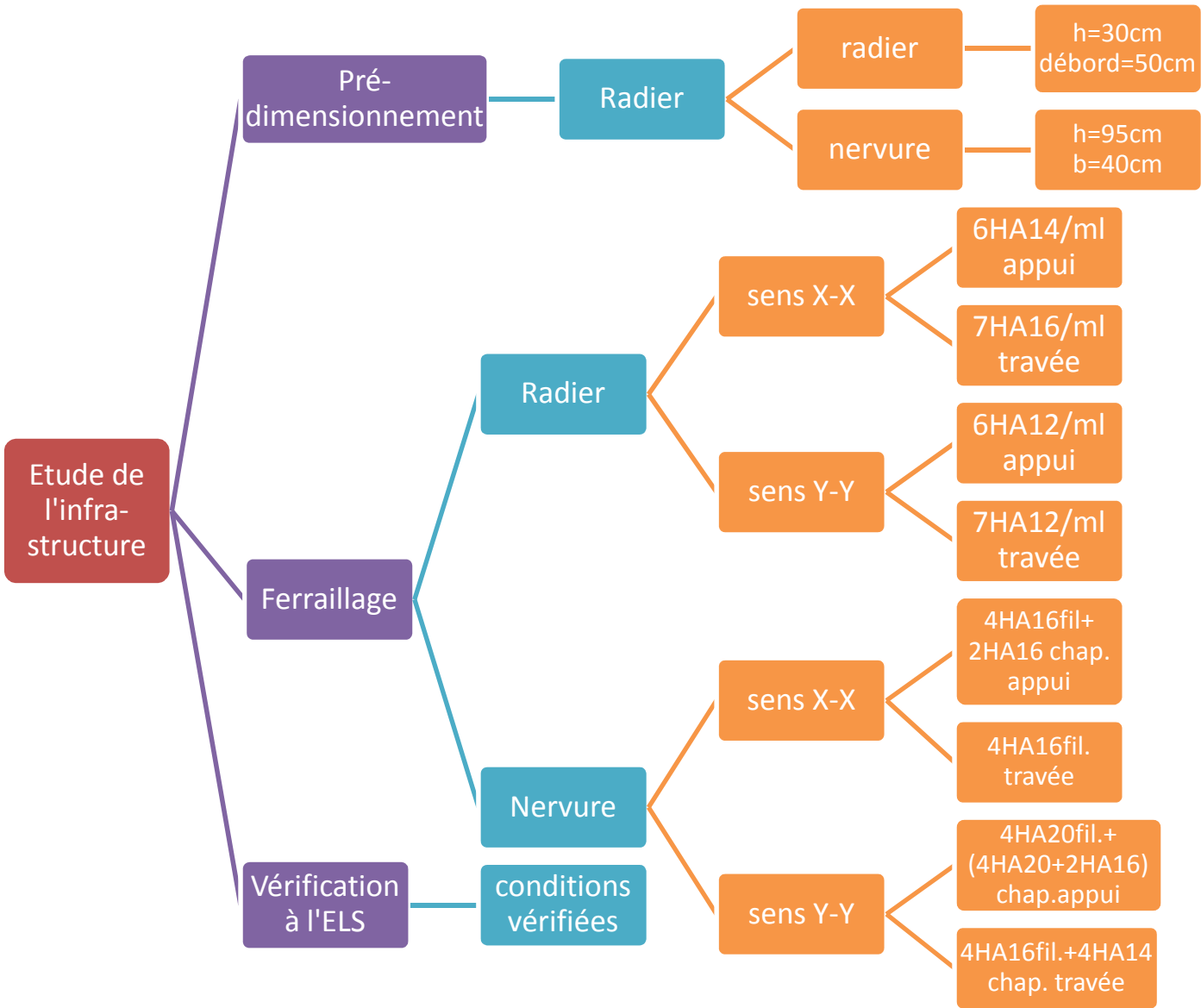
Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.25	1.22	1.20	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.25	0.244	0.24	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2325.77	1486.30	979.22	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5806.64	-3361.25	-2452.68	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	349.27	159.43	101.56	
	L _t (m)	0.89	0.85	0.86	
	L _c (m)	0.36	0.37	0.34	
	d 1 (m)	0.24	0.24	0.24	
	d2 (m)	0.65	0.61	0.62	
	σ_1 [KN/m ²]	4240.8	2412.19	1768.21	
	N (kN)	N ₁	241.14	138.56	101.30
		N ₂	275.65	147.14	109.63
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.03	3.46	2.53
		A _{v2}	6.89	3.68	2.74
	A _{min} (cm ²)/bande1		2.4	2.4	2.4
	A _{min} (cm ²)/bande2		6.5	6.1	6.2
	A _{vadopté} (cm ²)	bande1	9.11	7.70	5.65
		bande2	9.05	9.05	9.05
Ferrailage de voile	Choix des barres/nappe	bande1	3HA16+2HA14	5HA14	5HA12
		bande2	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
		ST (cm) bande 2	16	16	16
	A _H (cm ²)		4.54	4.19	3.68
	AH adopter (cm ²)/ml		5.03	5.03	5.03
	choix des barres/ml		2×5HA8	2×5HA8	2×5HA8
	ST (cm)/ml		20	20	20
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	Vérifications des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.55	0.73
τ_b (MPa)			2.17	1.02	0.66
ELS		N _s (kN)	2881.45	1801.04	707.32
		σ_b (MPa)	10.39	6.69	2.70

Tableau VII.2 : Ferrailage de voile VL_y

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.40	1.38	1.35		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m ²)	0.28	0.27	0.27		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2639.48	1057.22	728.09		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6265.39	-2489.73	-1753.63		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	371.03	176.88	111.73		
	L _t (m)	0.98	0.97	0.96		
	L _c (m)	0.42	0.41	0.39		
	d 1 (m)	0.26	0.26	0.26		
	d2 (m)	0.72	0.71	0.70		
	σ_1 [KN/m ²]	4603.14	1822.38	1278.69		
	N (kN)	N ₁	282.58	112.15	78.84	
		N ₂	331.43	129.39	89.51	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.06	2.80	1.97	
		A _{v2}	8.28	3.23	2.24	
	A _{min} (cm ²)/bande1		2.6	2.6	2.6	
	A _{min} (cm ²)/bande2		7.2	7.1	7	
	A _{vadopté} (cm ²)	bande1	9.11	7.70	5.65	
bande2		9.05	9.05	9.05		
Ferrillages des voiles	Choix des barres/nappe	bande1	3HA16+2HA14	5HA14	5HA12	
		bande2	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12	
		ST (cm) bande 2	18	18	18	
	A _H (cm ²)		4.54	4.19	3.68	
	AH adopter (cm ²)/ml		5.03	5.03	5.03	
	choix des barres/ml		2×5HA8	2×5HA8	2×5HA8	
	ST (cm)/ml		20	20	20	
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	Vérifications des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	1.47	0.71	0.46
			τ_b (MPa)	2.06	0.99	0.64
ELS	N _s (kN)		1788.86	1242.37	546.96	
		σ_b (MPa)	4.43	4.13	1.87	

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure



VIII.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 du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les 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.

❖ Choix du type de fondation : Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

❖ Etude de sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (site ferme).

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m² de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$$

VIII.2. Dimensionnement :

VIII.2.1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

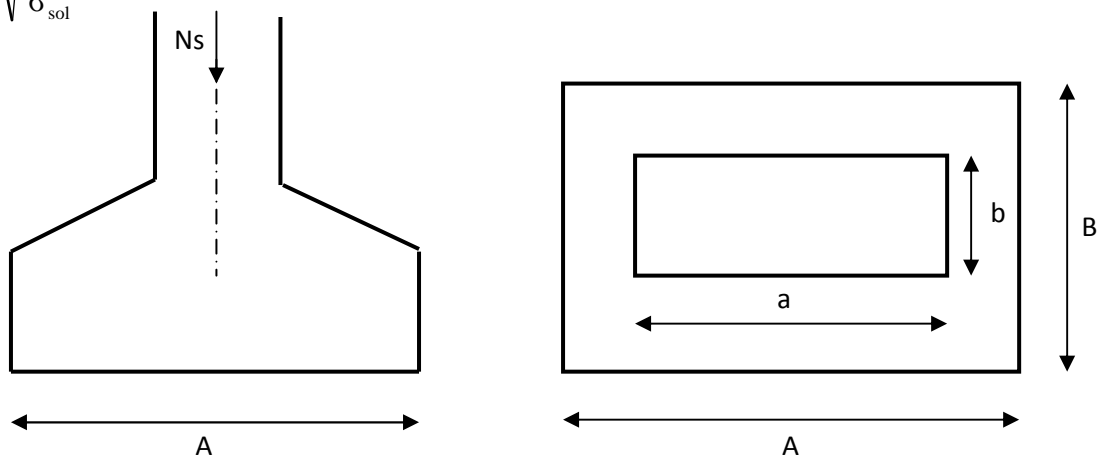


Fig.VIII .1: Schéma statique d'une semelle isolée

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1064.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1064.56}{200}} = 2.31 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2.31 \text{ m}$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

VIII.2.2. Semelles filantes :

❖ Semelles sous poteaux :

a. hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b. Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

❖ détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :

$e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

❖ détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

c. Exemple de calcul :

Tableau VIII.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N_s (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
C7	522.22	5075.56	3.17	8.40	4386.65
C8	1064.56		1.03	4.90	5216.34
C9	951		0.95	1.40	1331.4
C10	951		-0.95	-1.40	-1331.4
C11	1064.56		-1.03	-4.90	-5216.34
C12	522.22		-3.17	-8.40	-4386.65

Résultante :

$$R = \sum N_i = 5075.56 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{0 - 0}{5075.56} = 0 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 0 \text{ m}$

Distribution par (ml) de la semelle :

$e = 0 \text{ m}$ (répartition rectangulaire).

$$q = \frac{R}{L}$$

$$q = \frac{5075.56}{16.8} = 301.12 \text{ KN/m}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{301.12}{200} = 1.51 \text{ m}$$

Soit $B = 1.55 \text{ m}$

Nous aurons donc, $S = B \times L = 1.55 \times 16.8 = 26.04 \text{ m}^2$

Remarque : Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = (26.04 \times 3) = 78.12 \text{ m}^2$$

- Surface de sous-sol : $S_b = 144.48m^2$.
- calcul du rapport : $\frac{S_p}{S_b} = \frac{78.12}{144.48} = 0.54 = 54\%$

Conclusion : Vue que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, donc on adoptera pour un **radier général**.

VIII.2.3. Etude du radier :

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, il est

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII.2.3.1 Pré dimensionnement du radier :

1- La hauteur du radier :

a- selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25cm$).

b- selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 57.5cm \leq h \leq 92cm$$

Soit **h = 90 cm**.

c- selon la Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée, $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{\max} = 4.60$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.93 \text{ m}$$

On prend: **$h = 95$ cm**

2-La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \longrightarrow \text{Avec un minimum de } 25 \text{ cm.}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

Soit **$h_d = 30$ cm**

3-Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit **$h_n = 65$ cm.**

4- la largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 26 \text{ cm} \leq b_n \leq 45.5 \text{ cm}$$

On prend : **$b_n = 40$ cm**

5- Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a: $G_t = 13897.38\text{KN}$.

$Q_t = 2705.92\text{ KN}$.

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 22820.34$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 16603.3$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{22820.34}{1.33 \times 200} = 85.80\text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{16603.3}{200} = 83.02\text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 144.48\text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} > \max(S_1, S_2) = 85.80\text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}; 30\text{cm}\right) = 47.5\text{ cm}$$

Soit un débord de $L_d = 50\text{ cm}$ sur les quatre cotés.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$

$$S_{\text{radier}} = 9.60 \times 17.80 = 170.88\text{ m}^2$$

6- Détermination des efforts :

❖ charge permanente

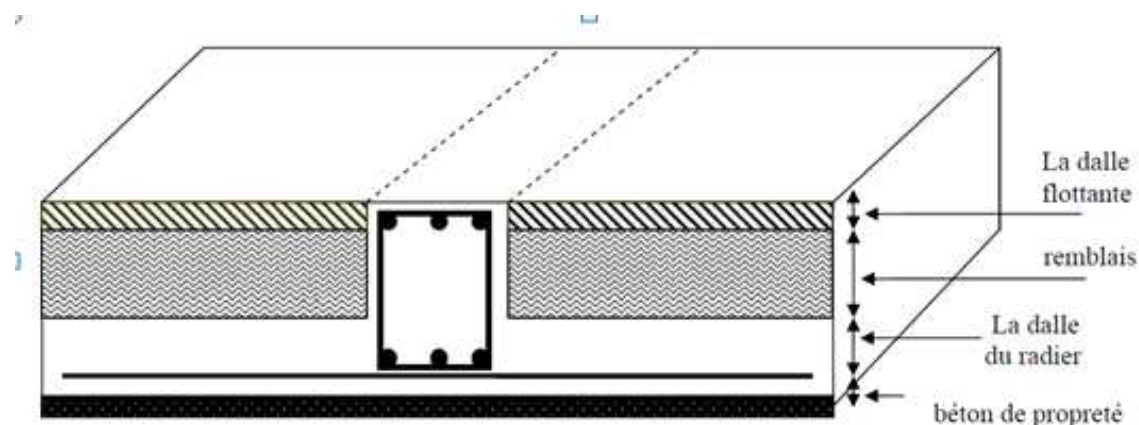


Fig.VIII.2 : coupe verticale du radier

P_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai(T.V.O) + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle : $G_1 = (S_{rad} \times h_d \times \varphi) = 170.88 \times 0.3 \times 25 = 1281.6 \text{ KN}$

-Poids des nervures : $G_2 = (b_n \times h_n - h_a \times \varphi \times L \times n) = 0.4 \times 0.65 \times 25 \times (16.8 \times 3 + 8.6 \times 6) = 663 \text{ kN}$

n : nombre de portiques dans le sens considéré

-Poids du TVO: $G_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \varphi = (170.88 - 40.8) \times (0.95 - 0.3) \times 17 = 1437.38 \text{ KN}$

Avec: $S_{ner} = \frac{G_{ner}}{\varphi \times b_{ner}} = \frac{663}{25 \times 0.65} = 40.8 \text{ m}^2$

-poids de la dalle flottante : $G_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi = (170.88 - 40.8) \times 0.1 \times 25 = 325.2 \text{ KN}$

$P_{rad} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 1281.6 + 663 + 1437.38 + 325.2 = 3707.18 \text{ KN}$

G_{tot} = poids du radier + poids de la structure :

$G_{tot} = 3707.18 + 13897.38 = 17604.56 \text{ KN.}$

❖ **surcharge d'exploitation :**

$Q_t = 2705.92 \text{ KN.}$

$Q_{rad} = 5 \times 170.88 = 854.4 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_t + Q_{rad} = 3560.32 \text{ KN}$

❖ **combinaison d'action :**

A'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 17604.56 + 1.5 \times 3560.32 = 29106.64 \text{ KN}$

A'ELS : $N_s = G + Q = 17604.56 + 3560.32 = 21164.88 \text{ KN}$

7-Vérifications :

❖ **Vérification de contrainte du cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{29106.64 \times 1}{170.88} \times \frac{4.60}{2} = 391.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{391.77 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.45 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,90m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4,80m$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 1312,36m^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 4511,80m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

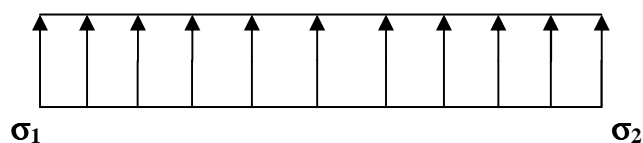


Fig.VIII.3 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 29106.64 \text{ KN}$; $N_s = 21164.88 \text{ KN}$.

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$$\begin{cases} M_x = 8079.97 + (463.38 \times 0.95) = 8520.18 \text{ KN.m} \\ M_y = 8130.88 + (466.83 \times 0.95) = 8574.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

🚧 Sens longitudinal de sous-sols :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{29106.64}{170.88} + \frac{8520.18}{4511.80} \times 8.90 = 187.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{29106.64}{170.88} - \frac{8520.18}{4511.80} \times 8.90 = 153.53 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 187.14 + 153.53}{4} = 178.74 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{21164.88}{170.88} + \frac{8520.18}{4511.80} \times 8.90 = 140.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{21164.88}{170.88} - \frac{8520.18}{4511.80} \times 8.90 = 107.05 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 140.67 + 107.05}{4} = 132.27 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

🚧 Sens transversal du sous-sol :

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{29106.64}{170.88} + \frac{8574.37}{1312.36} \times 4.80 = 201.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{29106.64}{170.88} - \frac{8574.37}{1312.36} \times 4.80 = 138.97 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 201.69 + 138.97}{4} = 186.01 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{21164.88}{170.88} + \frac{8574.37}{1312.36} \times 4.80 = 155.22 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{21164.88}{170.88} - \frac{8574.37}{1312.36} \times 4.80 = 92.50 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.22 + 92.50}{4} = 139.54 \text{ KN / m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol}$ Condition vérifiée.

VIII.2.3.2 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 rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

➤ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0.4$ la dalle travaille dans un seul sens, (Flexion longitudinale négligée).

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0.4 \leq \rho \leq 1$ (La dalle travaille dans les deux sens) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

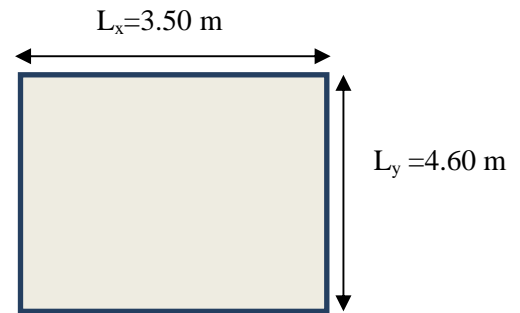
$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, on considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- Identification du panneau le plus sollicité :

$$v=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.60} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$



$0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens.
Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{- A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 186.01 - \frac{3707.18}{170.88} = 164.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 139.54 - \frac{3707.18}{170.88} = 117.85 \text{ KN/m}^2$$

1. Calcul des armatures à l'ELU :

1.1- Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{um} \times L_x^2 = 0.0610 \times 164.35 \times 3.5^2 = 122.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.525 \times 122.81 = 64.48 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :
 $0.85M_{0x}$; $0.75M_{0y}$: Pour les moments en travées,
 0.5 : Pour les moments sur appuis.

1.2-Ferraillage dans le sens XX :

- Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0.5) \times M_{0x}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 122.81 = -61.41 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{ut} = (0.85) \times M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0.85) \times 122.81 = 104.39 \text{ KN.m}$$

■ Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.41 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.060 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.060 \rightarrow \beta_u = 0.969$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{61.41 \times 10^2}{0.969 \times 27 \times 34.8} = 6.74 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14/ml = 9.24 cm²/ml** avec un espacement de **17 cm**

✚ **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{104.39 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.100 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.100 \rightarrow \beta_u = 0.947$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{104.39 \times 10^2}{0.947 \times 27 \times 34.8} = 11.73 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA16/ml = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de **14 cm**

1.3-Ferraillage dans le sens YY :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (-0.5) \times M_{0y}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 64.48 = -32.24 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{ut} = (0.75) \times M_{0y}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 64.48 = 48.36 \text{ KN.m}$$

✚ **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.24 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.031 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.031 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{32.39 \times 10^2}{0.984 \times 27 \times 34.8} = 3.49 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 /ml = 6.79 cm²/ml** avec un espacement de **17 cm**

🚧 En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{48.36 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.047 \leq 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{48.36 \times 10^2}{0.975 \times 27 \times 34.8} = 5.29 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA12 /ml = 7.92 cm²/ml avec un espacement de 14 cm

Tableau VIII-2:Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml = 9.24 cm ² /ml	6HA12 /ml = 6.79 cm ² /ml
Armatures en travées	7HA16/ml = 14.07 cm ² /ml	7HA12/ml = 7.92 cm ² /ml

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

2. Vérification :

2.1- Vérification de la condition de non fragilité du béton :

➤ Dans le sens xx :

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.76}{2} \right) = 2.69 \text{ cm}^2$$

Sens xx : $A_{sa} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.69 \text{ cm}^2$ }
 $A_{st} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.69 \text{ cm}^2$ }Condition vérifiée.

➤ Dans le sens yy :

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0.0008 \times 30 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Sens y-y : $A_{sa} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$ }
Condition vérifiée.

$$A_{st} = 7.92cm^2 > A_{min} = 2.4cm^2$$

2.2- Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3 \times 30; 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4 \times 30; 45cm\} = 45cm$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 45cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2.3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2646.04}{3 \times 4.60} = 191.74 \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 2646.04kN / m^2$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2646.04}{2 \times 4.60 + 3.50} = 208.35KN$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{208.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.77MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{1.5}; 5MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33MPa; 5MPa\} = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.77MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$v=0.2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.60} = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0674 \\ \mu_y = 0.657 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0674 \times 117.85 \times 3.5^2 = 97.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.657 \times 97.30 = 63.93 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$M_{sa} = (-0.5) \times 97.30 = -48.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \times 97.30 = 82.71 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_{sa} = (-0.5) \times 63.93 = -31.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.75 \times 63.93 = 47.95 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 14.07}{100 \times 27} = 0.521$$

$$\rho_1 = 0.521 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.892 ; \alpha_1 = 0.324$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.324}{15(1 - 0.324)} = 0.032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{82.71 \times 10^{-3}}{0.892 \times 0.27 \times 14.07 \times 10^{-4}} = 244.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 244.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.032 \times 244.08 = 7.81 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 244.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.3.3. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

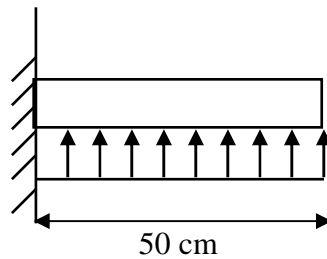


Fig.VIII.4 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- A l'ELU :

$$q_u = 164.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{164.35 \times 0.50^2}{2} = -20.54 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 117.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{117.85 \times 0.50^2}{2} = -14.73 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures

- Armatures principales :

$$B = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.54 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.020 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20.54 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU:

🚧 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm/ml**.

🚧 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm/ml**.

4. Vérification à l'ELS :

• Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.933 ; \quad \alpha_1 = 0.200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.200}{15(1 - 0.200)} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14.73 \times 10^{-3}}{0.933 \times 0.27 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 129.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.017 \times 129.37 = 2.20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans les aciers :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{st} = 129.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger pour le ferrailage du débord.

VIII.2.3.4. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

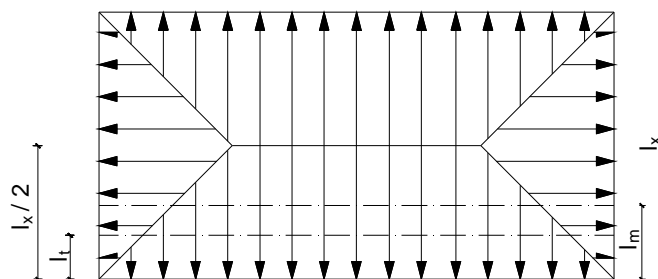


Fig. VIII.5 : Répartition trapézoïdale

• Le Chargement simplifié

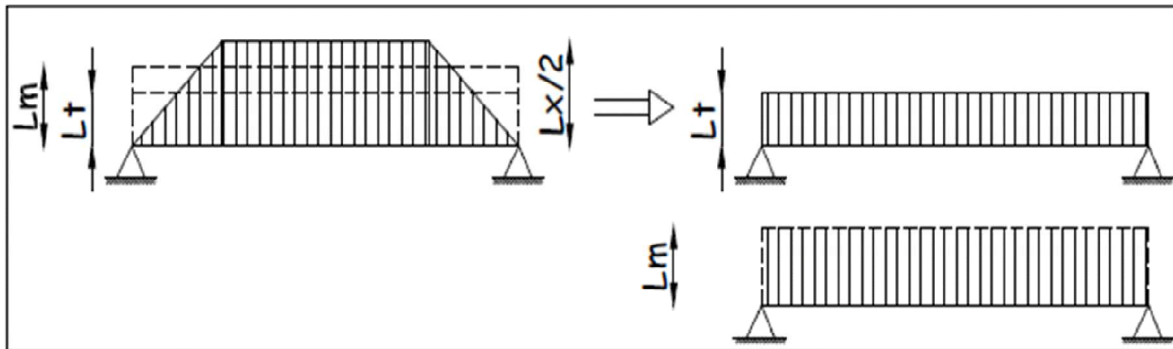


Fig. VIII.6 : Présentation du chargement simplifié

• Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

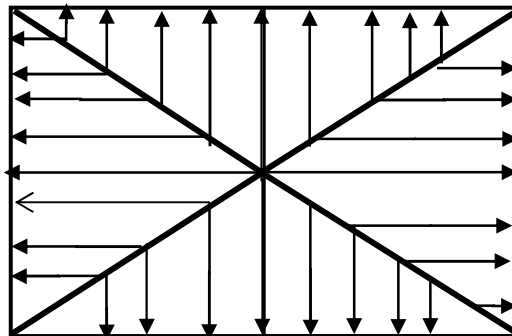


Fig. VIII .7: Répartition triangulaire

2. Charges à considérer :

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow Q_u = q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow Q_u = q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant}$$

3. Détermination des charges :

- **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left(186.01 - \frac{3707.18}{170.88} - \frac{663}{40.8} \right) = 148.10 \text{KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left(139.54 - \frac{3707.18}{170.88} - \frac{663}{40.8} \right) = 101.6 \text{KN/m}^2$$

➤ **Sens transversal : nervure (file4)**

- Calcul des charges :

Pour tous les panneaux $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

❖ Sens transversal :

Tableau VIII-3:Récapitulatif des charges sur la nervure transversale :

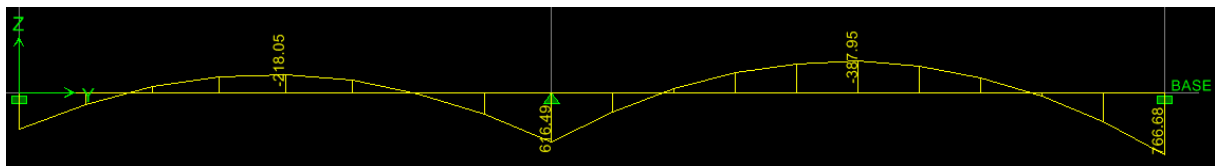
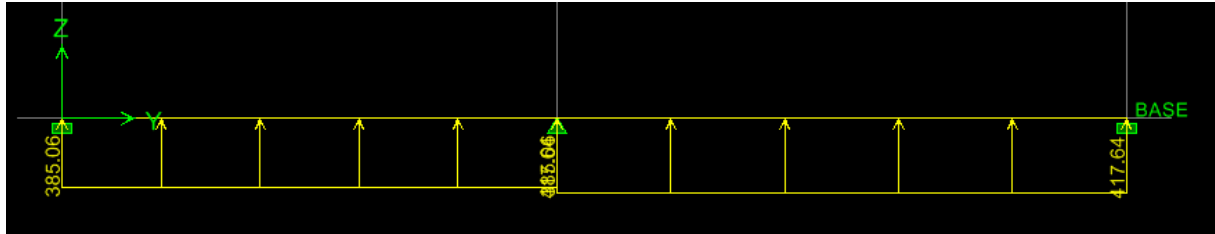
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	3.50	4	0.875	trapézoïdale	1.30	0.98	148.10	101.6	192.53	385.06	132.08	264.16	145.14	290.28	99.57	199.14
	2	3.50	4	0.875	trapézoïdale	1.30	0.98	148.10	101.6	192.53		132.08		145.14		99.57	
2-3	1	3.50	4.60	0.76	trapézoïdale	1.41	1.09	148.10	101.6	208.82	417.64	143.26	286.52	161.43	322.86	110.74	221.48
	2	3.50	4.60	0.76	trapézoïdale	1.41	1.09	148.10	101.6	208.82		143.26		161.43		110.74	

• Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

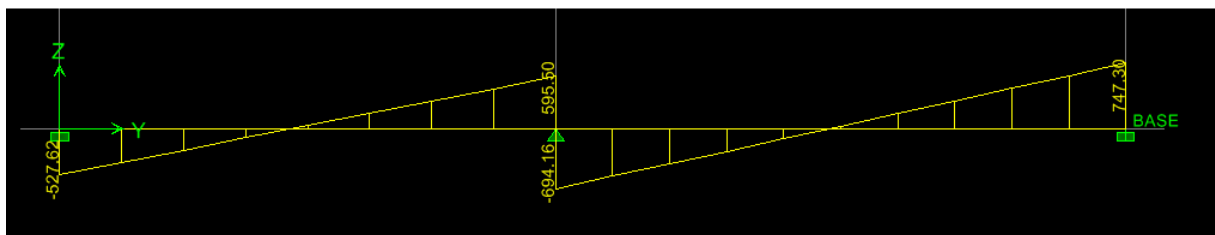
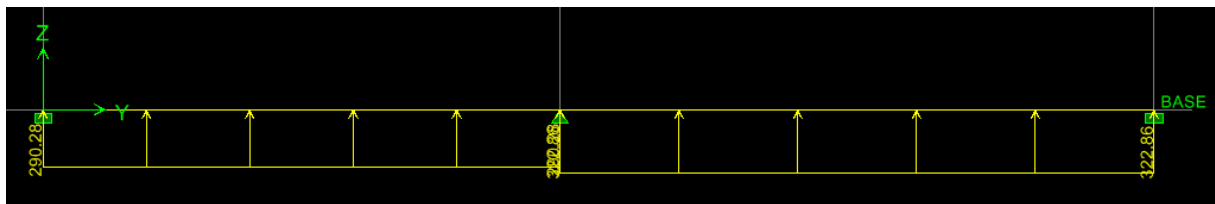
➤ Sens transversal :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

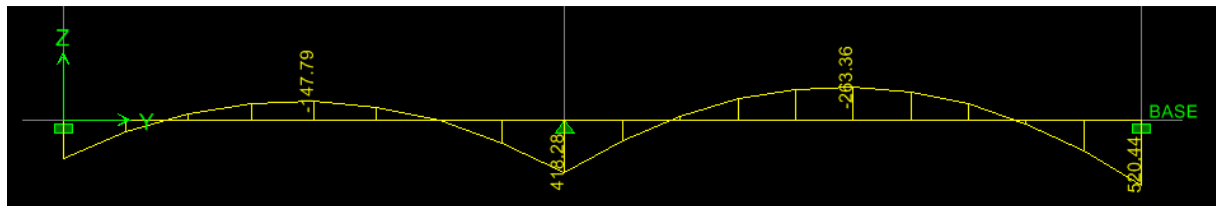
A/Diagramme des moments fléchissant à l'ELU:



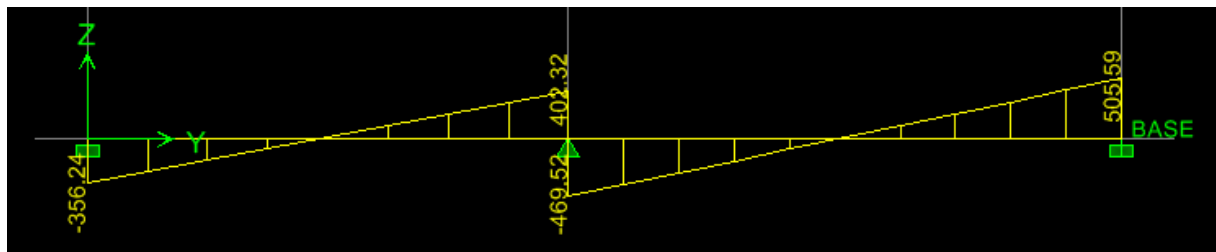
B/Diagramme des efforts tranchants à l'ELU:



C/Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:



D/Diagramme des efforts tranchants à l'ELS:



- Le ferrailage AL'ELU :

- $M_t^{max} = 387.95 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 766.68 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 40 \text{ cm,} \\ h_n = 95 \text{ cm,} \\ d = 92 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

✚ Aux appuis :

$$M_a = 766.68 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{766.68 \times 10^6}{400 \times 920^2 \times 14.2} = 0.159 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.159 \quad \Rightarrow \beta = 0.912$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{766.68 \times 10^3}{0.912 \times 92 \times 348} = 26.26 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA20 filante + (4HA20 + 2HA16) Chapeaux = 29.15 cm², Avec : St = 8.5 cm

✚ En travée :

$$M_t = 387.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{387.95 \times 10^6}{400 \times 920^2 \times 14.2} = 0.080 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.080 \quad \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{387.95 \times 10^3}{0.958 \times 92 \times 348} = 12.65 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA16 filante + 4HA14 Chapeaux = 14.19 cm², Avec St = 8.5 cm

❖ Sens longitudinal :

Tableau VIII-4:Récapitulatif des charges sur la nervure longitudinale :

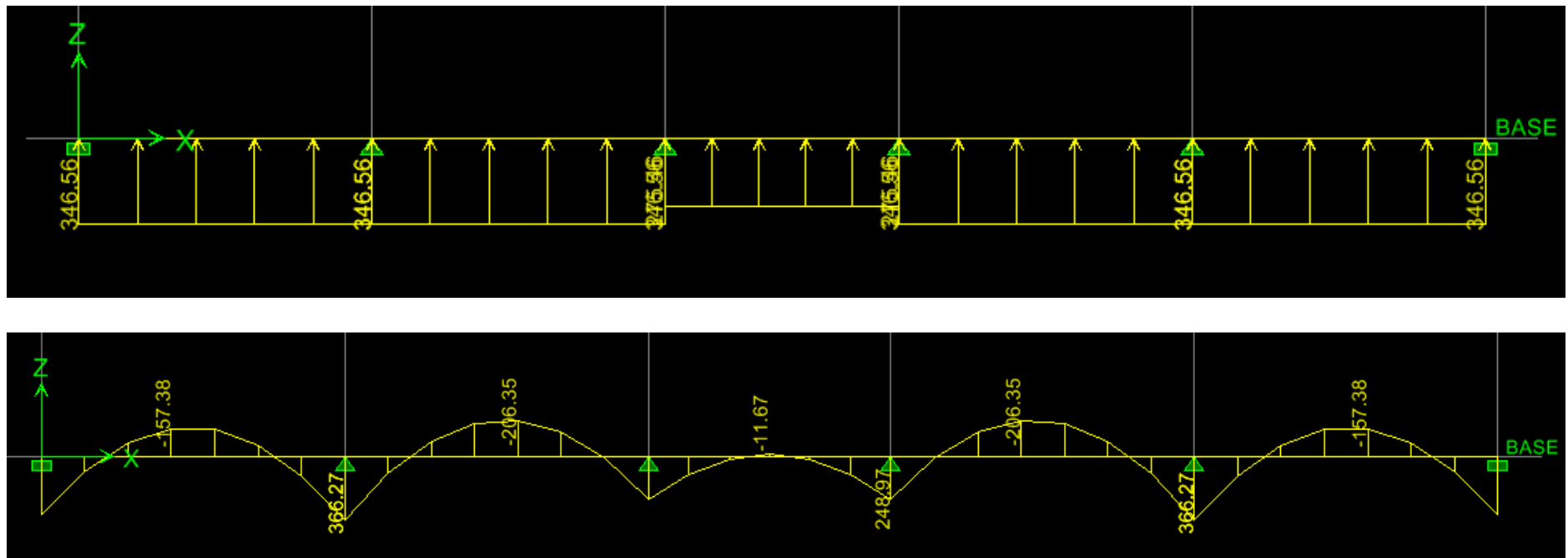
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Moments fléchissant				Efforts tranchants			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.50	4	0.875	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28	346.56	118.87	237.74	129.59	259.18	88.9	177.8
	2	3.50	4.60	0.76	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28		118.87		129.59		88.9	
B-C	1	3.50	4	0.875	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28	346.56	118.87	237.74	129.59	259.18	88.9	177.8
	2	3.50	4.60	0.76	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28		118.87		129.59		88.9	
C-D	1	2.80	4	0.7	triangulaire	0.93	0.7	148.10	101.6	137.73	275.46	94.49	188.98	103.67	207.34	71.12	142.24
	2	2.80	4.60	0.6	triangulaire	0.93	0.7	148.10	101.6	137.73		94.49		103.67		71.12	
D-E	1	3.50	4	0.875	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28	346.56	118.87	237.74	129.59	259.18	88.9	177.8
	2	3.50	4.60	0.76	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28		118.87		129.59		88.9	
E-F	1	3.50	4	0.875	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28	346.56	118.87	237.74	129.59	259.18	88.9	177.8
	2	3.50	4.60	0.76	triangulaire	1.17	0.875	148.10	101.6	173.28		118.87		129.59		88.9	

- Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

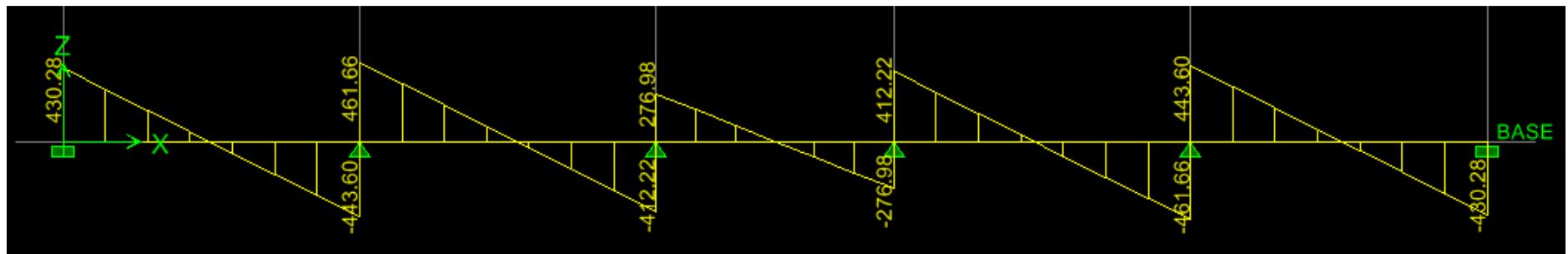
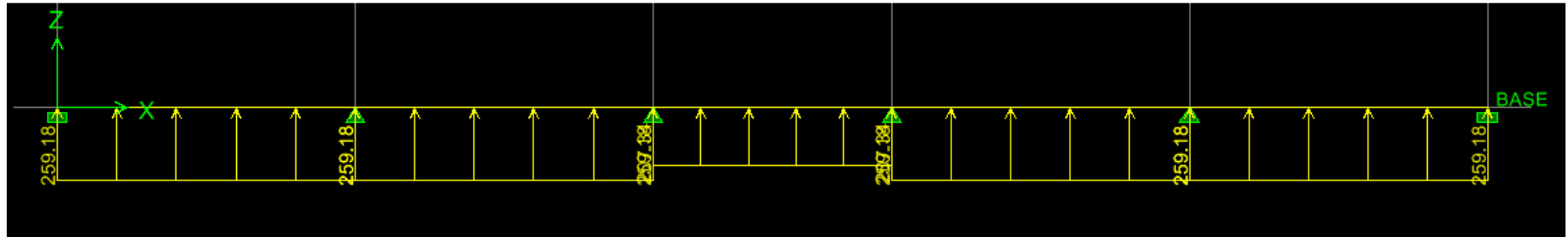
- Sens longitudinal :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

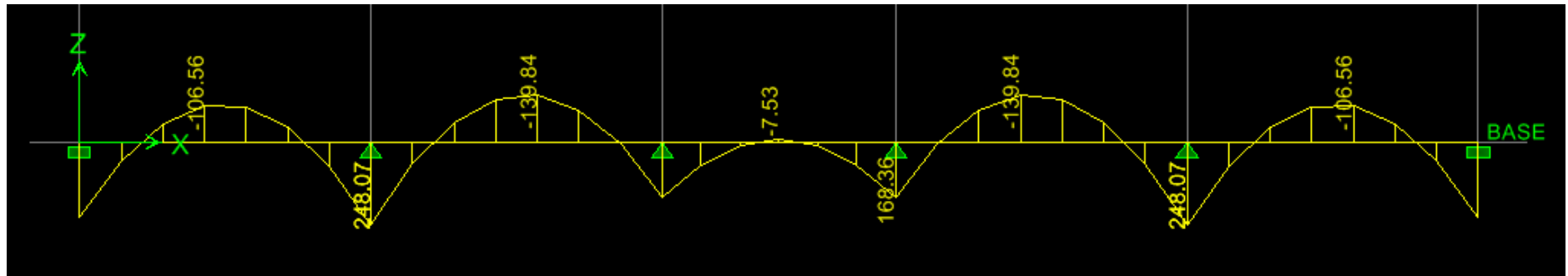
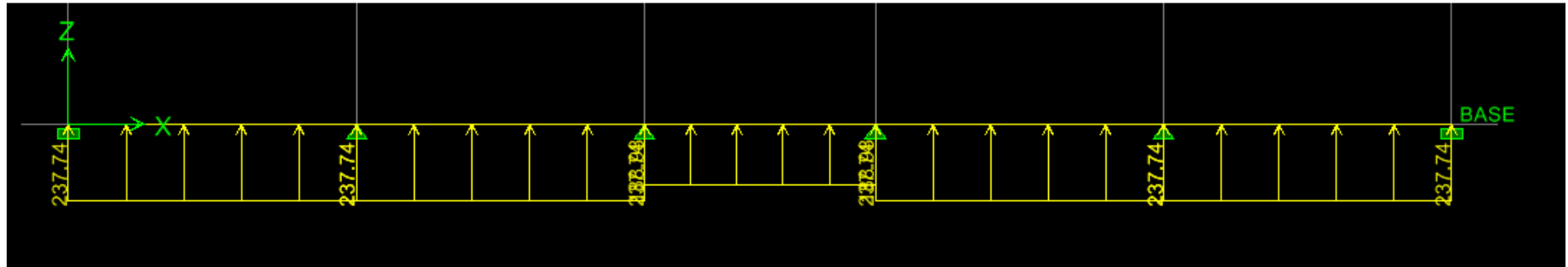
A/Diagramme des moments fléchissant (ELU):



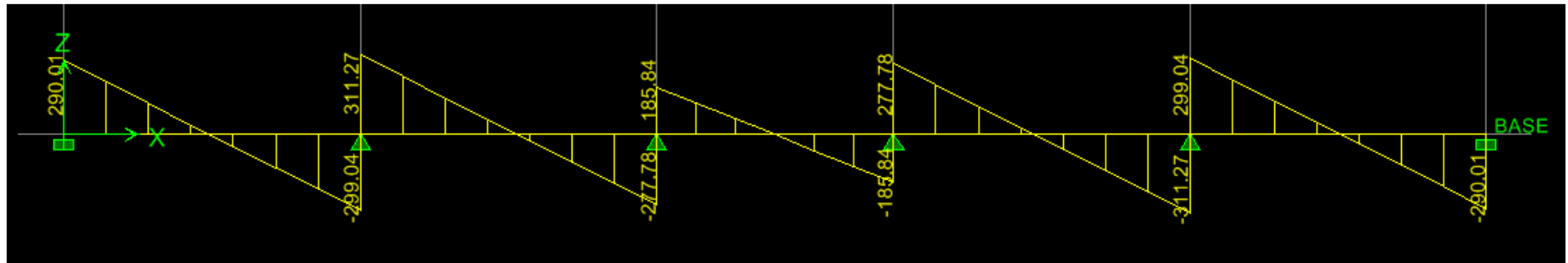
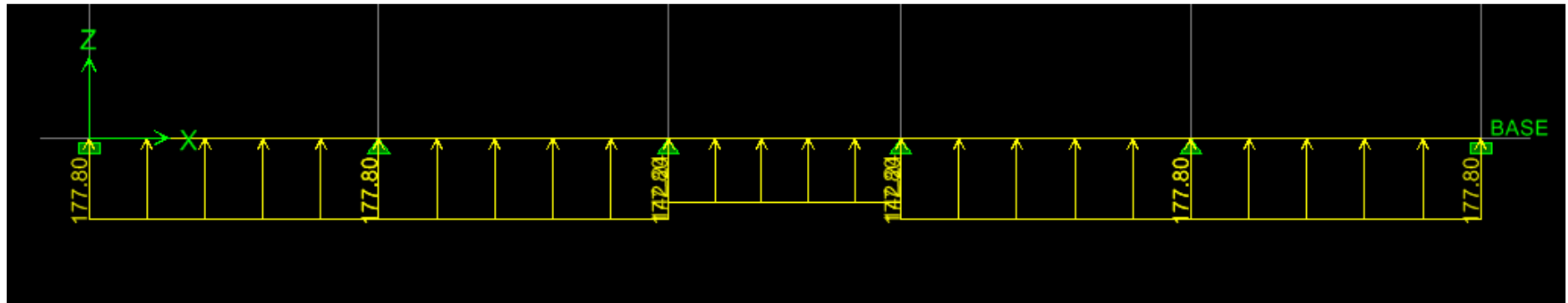
B/Diagramme des efforts tranchants à l'ELU:



C/Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:



D/Diagramme des efforts tranchants à l'ELS:



- Le ferrailage AL'ELU :

- $M_t^{max} = 206.35 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 366.27 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 40 \text{ cm,} \\ h_n = 95 \text{ cm,} \\ d = 92 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

✚ Aux appuis :

$$M_a = 366.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{366.27 \times 10^6}{400 \times 920^2 \times 14.2} = 0.076 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.076 \quad \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{366.27 \times 10^3}{0.960 \times 92 \times 348} = 11.92 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA16 filante + 2HA16 Chapeaux = 12.06 cm², Avec : St = 8.5cm

✚ En travée :

$$M_t = 206.35 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{206.35 \times 10^6}{400 \times 920^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.042 \quad \Rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{206.35 \times 10^3}{0.979 \times 92 \times 348} = 6.58 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA16 filante = 8.04 cm², Avec St = 8.5 cm

4. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 40 \times 92 \times 2.1}{400} = 4.44 \text{ cm}^2$$

❖ **sens longitudinal et transversal :**

En travée : $A_{st} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.44 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.
Aux appuis : $A_{sa} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.44 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 461.66 \text{ KN}$ ➡ sens xx

$T_{u \max} = 747.30 \text{ KN}$ ➡ sens yy

$$\tau_u = \frac{461.66 \times 10^3}{400 \times 920} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$
condition vérifiée.

$$\tau_u = \frac{747.30 \times 10^3}{400 \times 920} = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$
condition vérifiée.

➤ **Armatures transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$
 ➡ **Soit $\phi = 8 \text{ mm}$**

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2 cadres de ϕ_8** ➡ $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures :

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\{23.75; 24\} = 23.75 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 47.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

5. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VIII-5:Récapitulatif des résultats de vérification à l'ELS :

Sens	Zone	M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appui	366.27	248.07	1.47	0.076	0.0989	0.485	Condition vérifiée
	Travée	206.35	139.84	1.47	0.042	0.0536	0.485	Condition vérifiée
Y-Y	Appui	766.68	520.44	1.47	0.159	0.2193	0.485	Condition vérifiée
	Travée	387.95	263.36	1.47	0.080	0.1044	0.485	Condition vérifiée

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

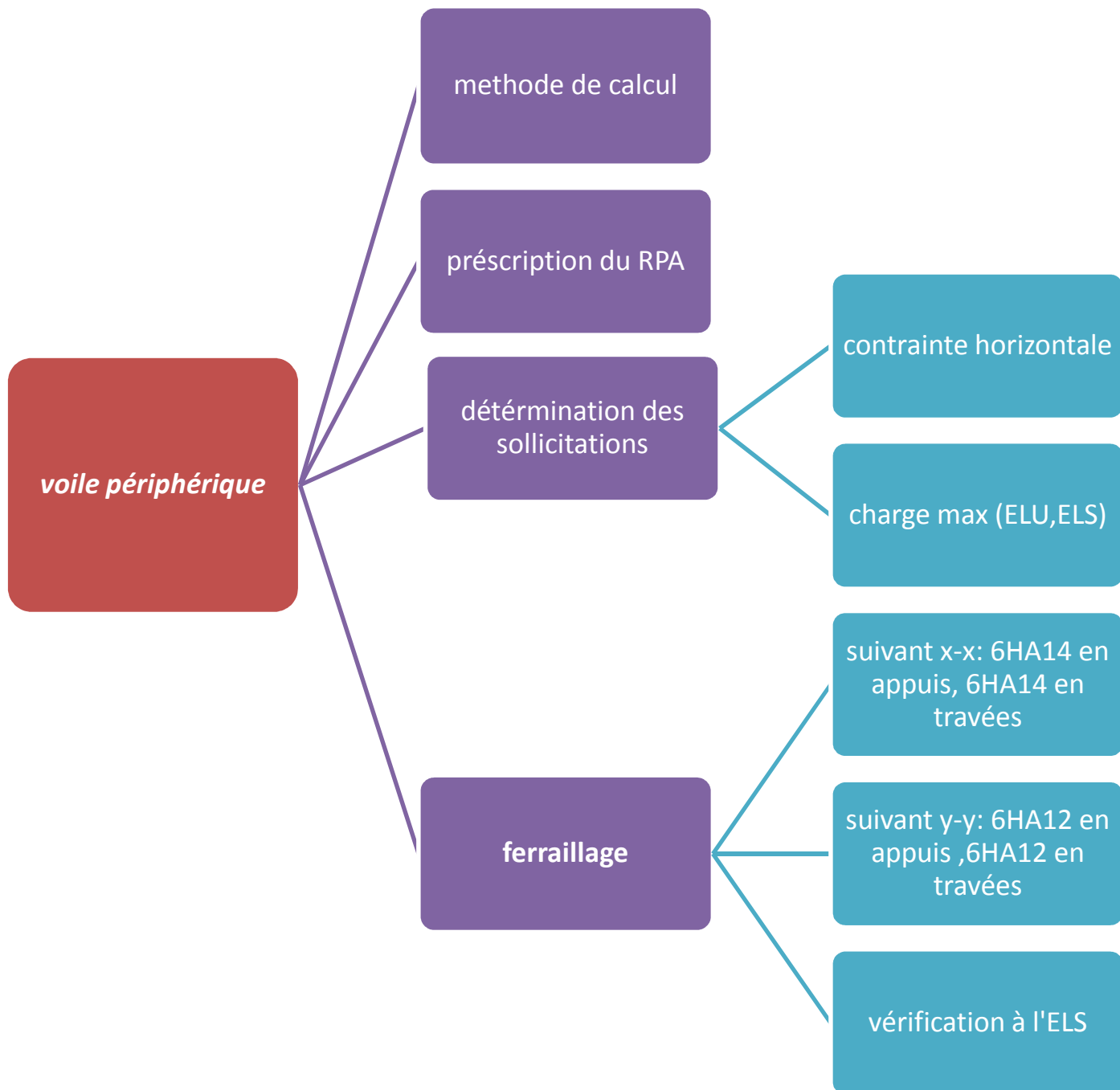
Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 95 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 0.95} = 3.16 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1.58 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 1HA16 avec $A_s = 2.01\text{cm}^2$ / parois.

CHAPITRE IX

Etude du voile périphérique



IX. Etude du voile périphérique :

I. Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

II. Pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour épaisseur de 20 cm.

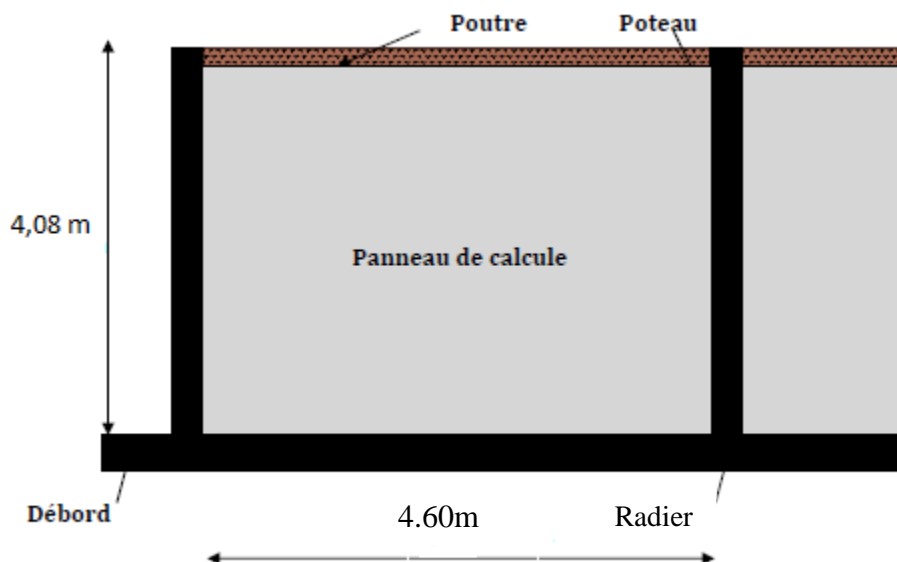


Fig.IX.1 : Panneau à calculer.

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

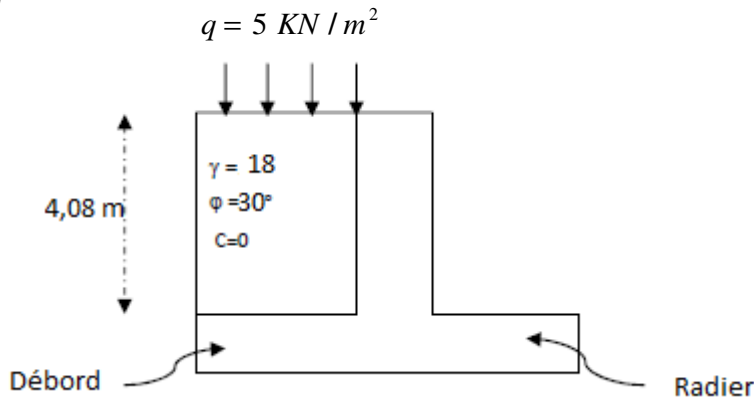
$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0.5 \implies K_0 = 0.50$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

$\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$ Avec : γ : poids volumique du sol
 $q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$ q : surcharge
 $\varphi = 30^\circ$ φ : Angle de frottement.
 $c = 0$ c : cohésion



FigIX .2 : Schéma statique du voile périphérique.

c) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.50 \times 5 = 3.75 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.50 \times (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 5) = 53.32 \text{ KN} / \text{m}^2$$

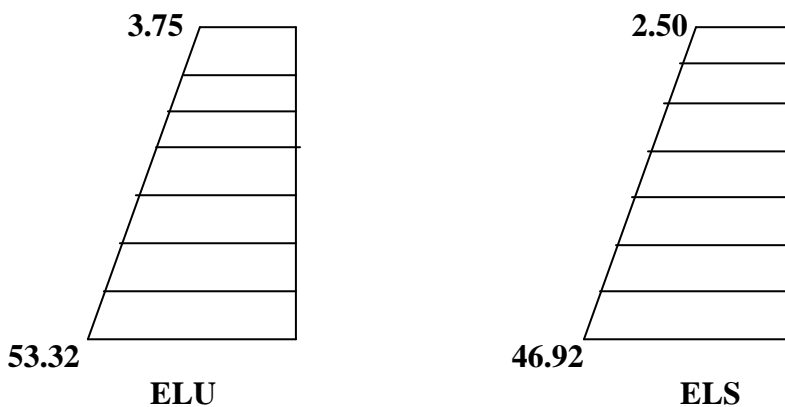
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.50 \times 5 = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.50 (5 + 18 \times 4.08) = 46.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ Diagramme des contraintes :



FigIX .3 : Diagramme des contraintes.

❖ Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

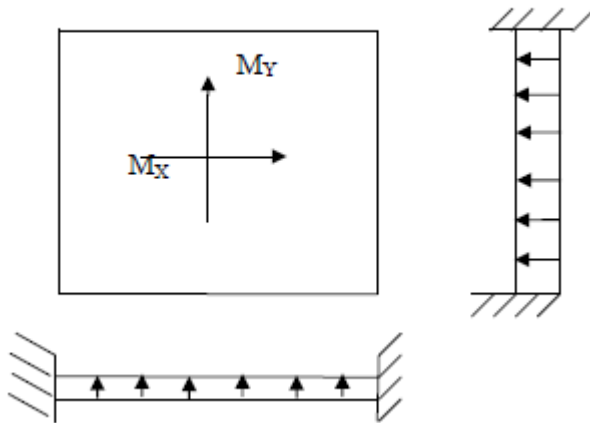
$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 53.32 + 3.75}{4} \times 1 \text{ m} = 40.93 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 46.92 + 2.50}{4} \times 1 \text{ m} = 35.81 \text{ KN / ml}$$

III. Ferrailage du voile périphérique :

a) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



FigIX.4 : schéma statique de charges revenantes sur le panneau.

1. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- **Moment en travée :**
 - 0.85 → (sens XX)
 - 0.75 → (sens YY)
- **Moment d'encastrement sur les grands cotés :**
 - 0.5 → appui de rive
 - 0.5 → autre appui

2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$l_x = 4.08 \text{ m}$$

$$l_y = 4.60 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.60} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

➤ ELU :

$$\varphi = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0468 \times 40.93 \times 4.08^2 = 31.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.759 \times 31.89 = 24.20 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 31.89 = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 31.89 = 27.11 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 24.20 = 12.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 24.20 = 18.15 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

$$\varphi = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0539 \times 35.81 \times 4.08^2 = 32.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.832 \times 32.13 = 26.73 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 32.13 = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 32.13 = 27.31 \text{ KN.m}$$

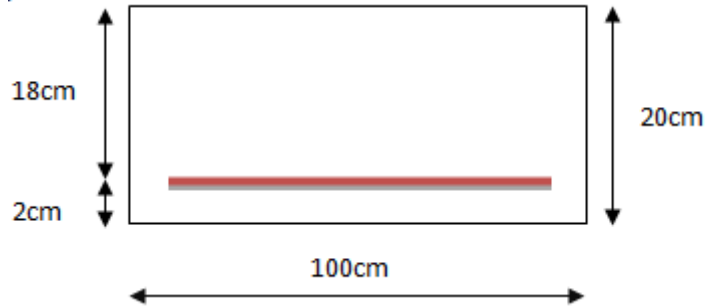
Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 26.73 = 13.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 26.73 = 20.05 \text{ KN.m}$$

b) Le Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.



FigIX .5 : schéma du ferrailage d'une section rectangulaire

Tableau 1 : ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_U	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	e (cm)
XX	Appuis	15.95	0.034	0.392	SSA	0.983	2.59	2.00	6HA14=9.24	17
	Travée	27.11	0.058	0.392	SSA	0.970	4.46	2.00	6HA14=9.24	17
YY	Appuis	12.10	0.026	0.392	SSA	0.987	1.96	2.00	6HA12=6.79	17
	travée	18.15	0.039	0.392	SSA	0.980	2.96	2.00	6HA12=6.79	17

c) Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)

- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m^2 de HA8.

IV. vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \qquad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \qquad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau- 2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

sens		A _s (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obser
XX	Appuis	6HA14	16.07	0.513	0.892	31.30	108.32	201.63	3.46	15	vérifiée
	travée	6HA14	27.31	0.513	0.892	31.30	184.08	201.63	5.88	15	vérifiée
YY	Appuis	6HA12	13.37	0.377	0.905	37.63	120.88	201.63	3.21	15	vérifiée
	travée	6HA12	20.05	0.377	0.905	37.63	181.27	201.63	4.82	15	vérifiée

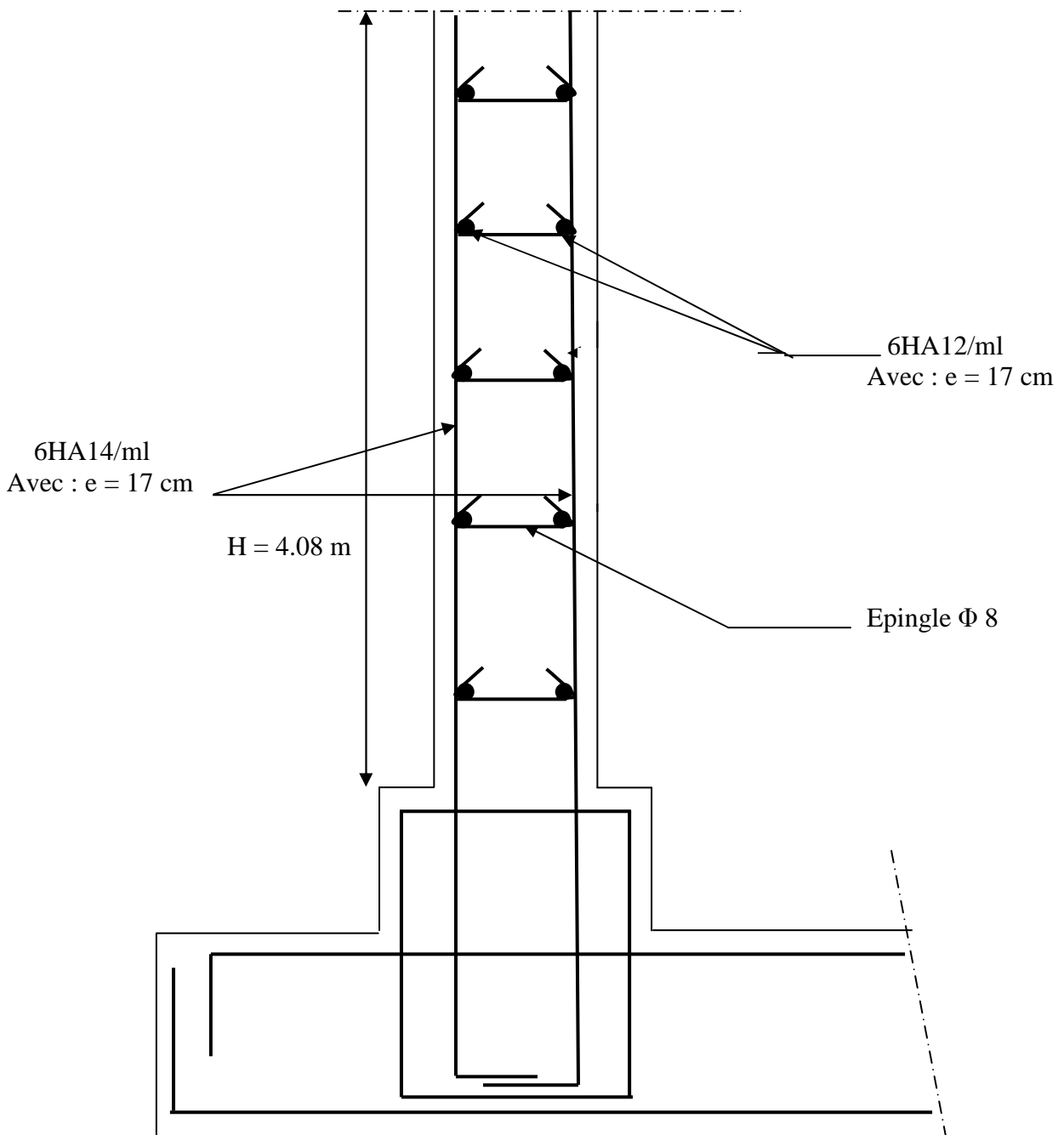
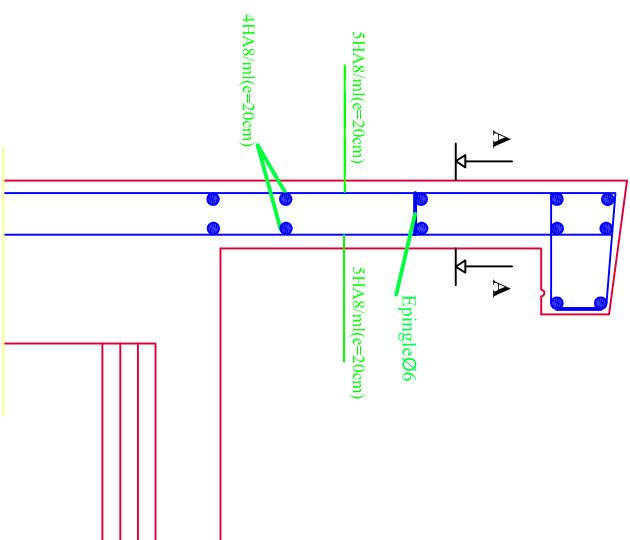


Fig.IX.6 : Ferrailage du voile périphérique (coupe verticale)

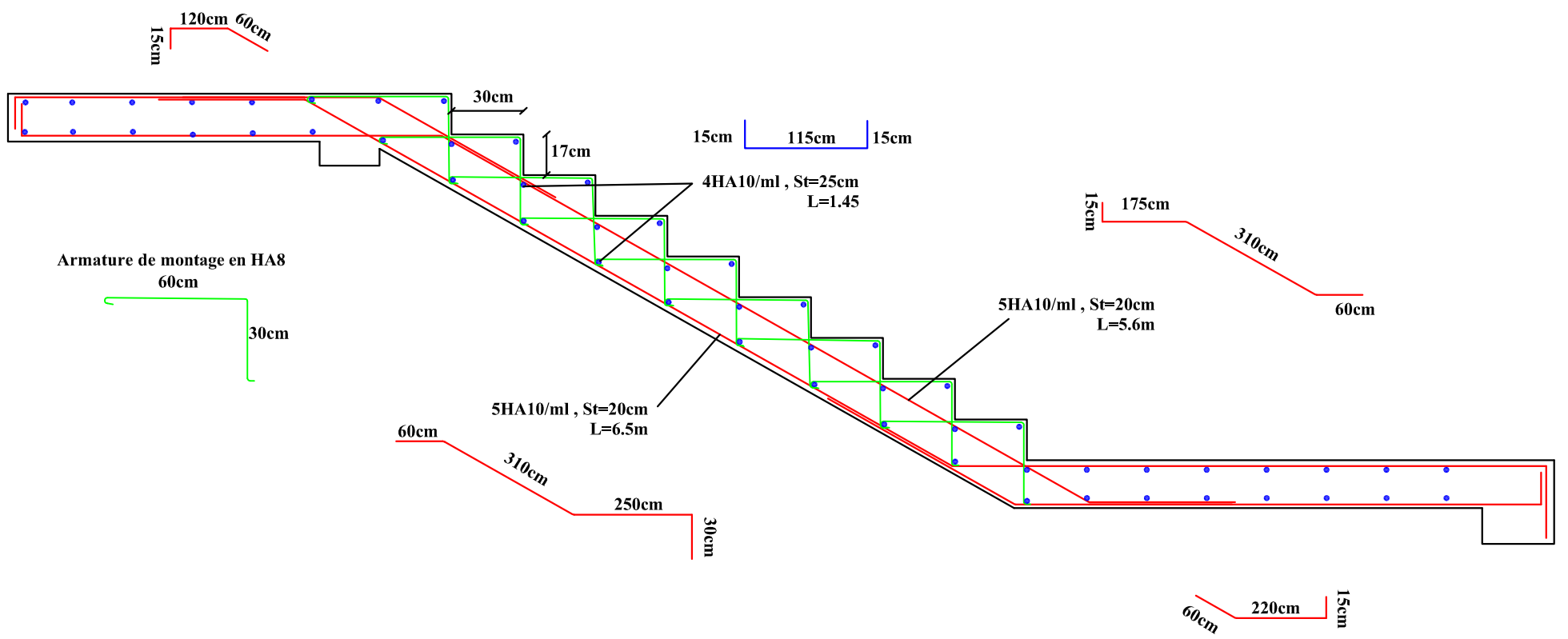
CHAPITRE X

Plans de coffrage et de ferrailage



Ferrailage de l'acrotère

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr SAOU Kechm Mr HAROUNI Med Said	TITRE : FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE
DIRIGE PAR : Mme BOUZID L.	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 4 ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr SAIDJ Karim
Mr HAROUNI Med Said

TITRE :

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

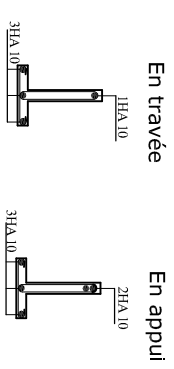
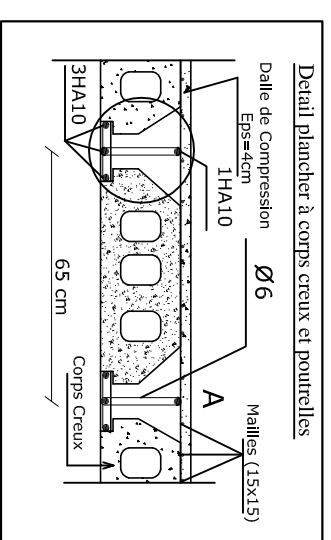
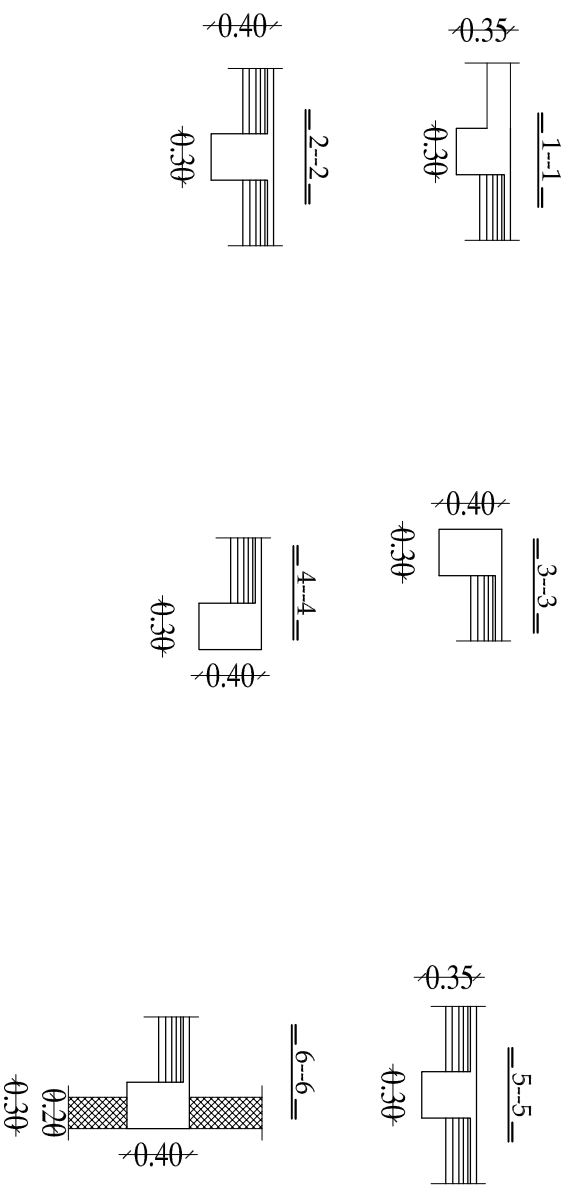
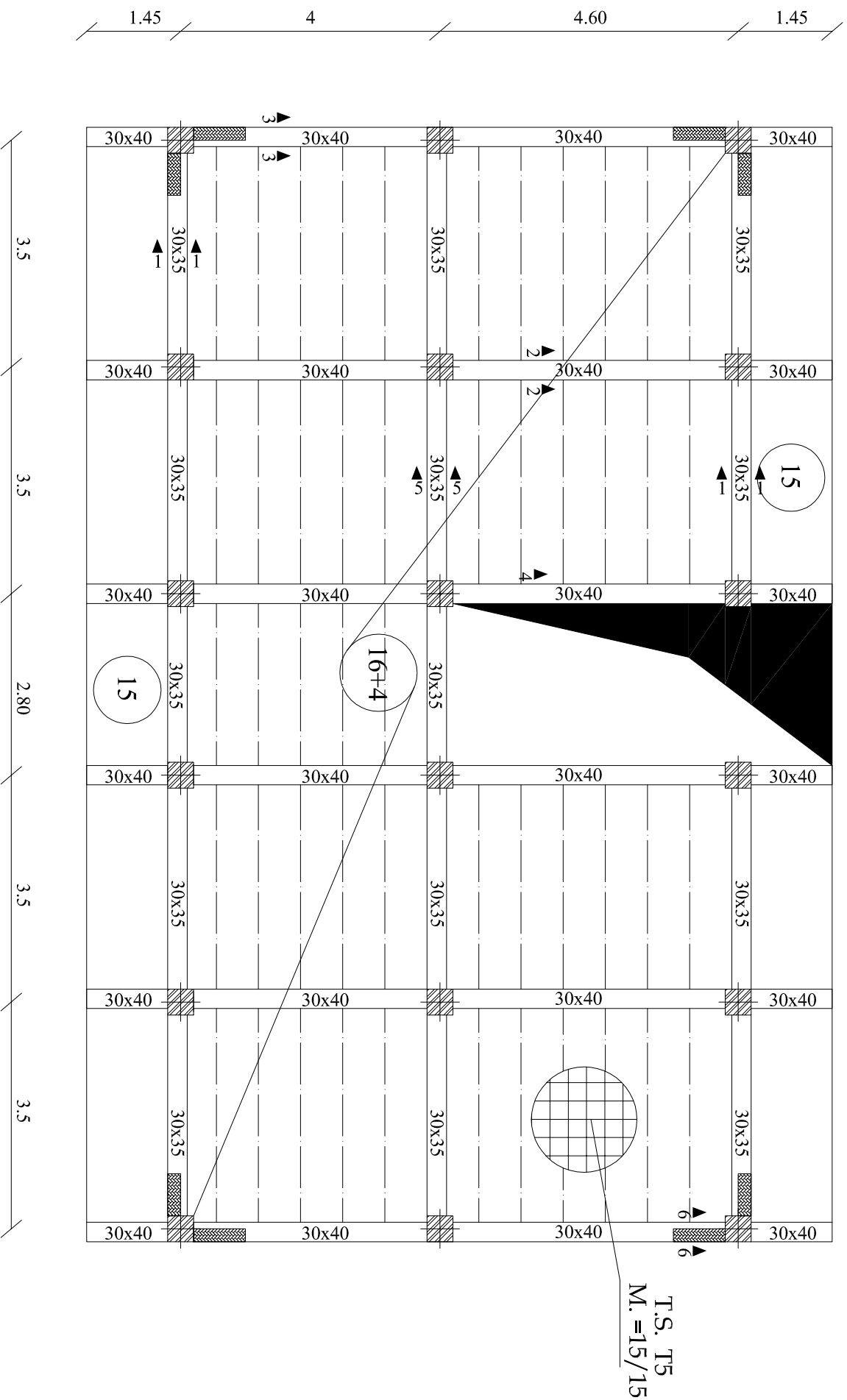
DIRIGE PAR :
Mme BOUZID L.

PROMOTION 2016/2017

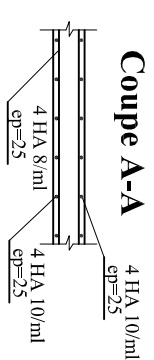
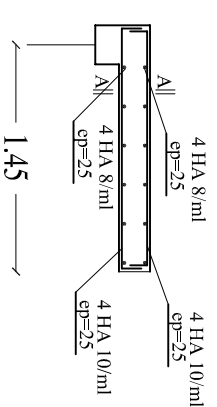
PLANCHE N° 2

ECHELLE: 1/50

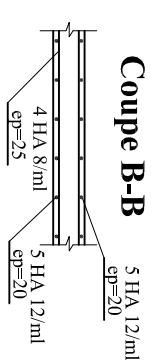
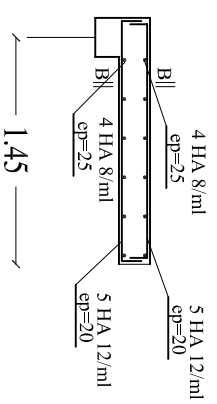
Coffrage et Ferrailage des poutres: Ech 1/25



ferrailage du balcon



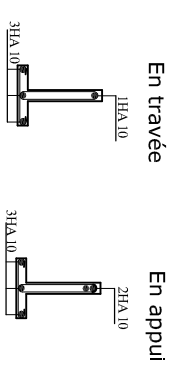
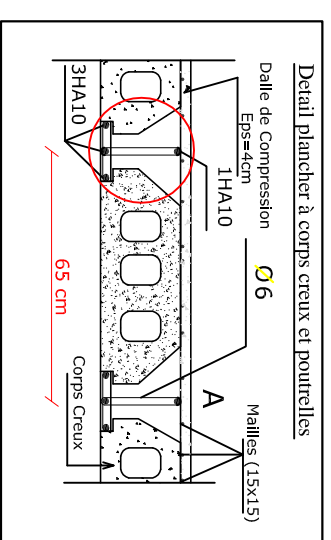
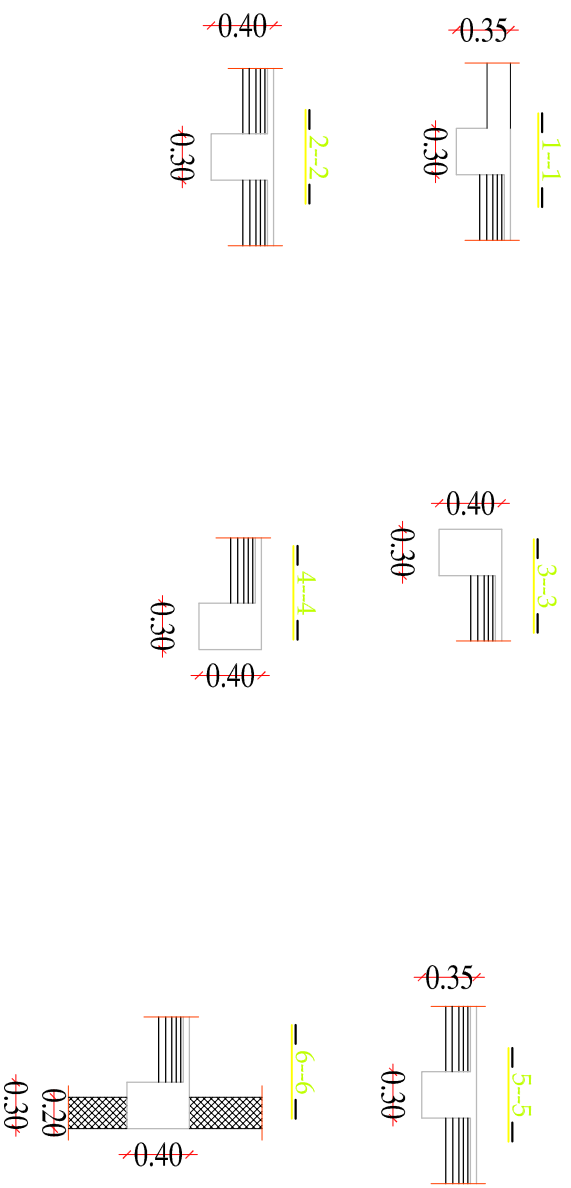
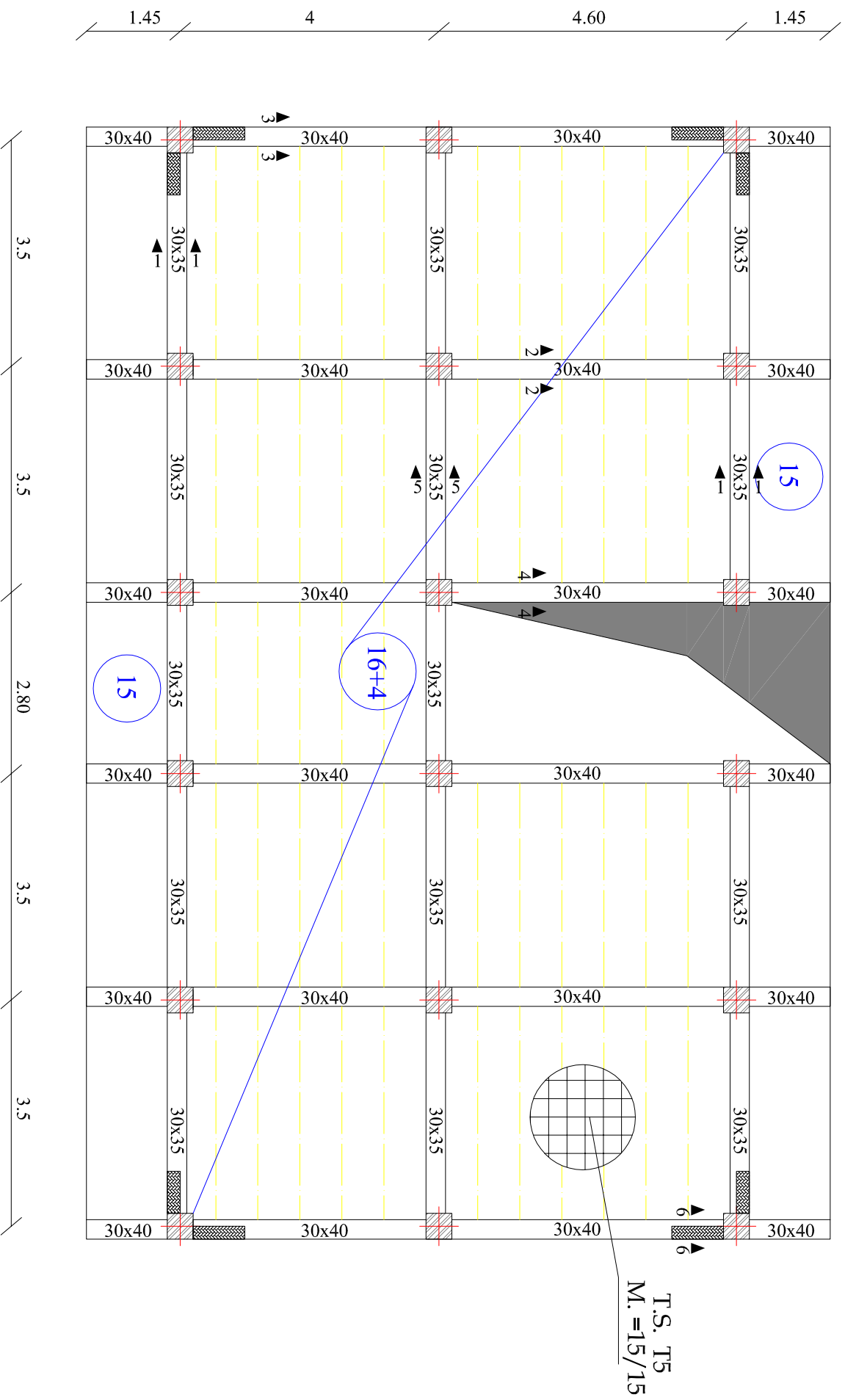
ferrailage du porte à faux



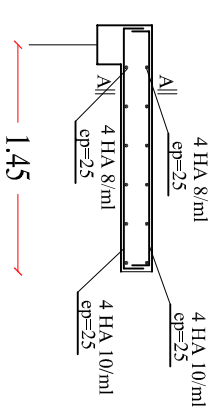
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZOUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr SAIDU Karim Mr HAROUNI Med Said	TITRE : COFFRAGE ET FERRAILAGE DU PLANCHER
DIRIGE PAR : Mme BOUZID L.	PROMOTION 2016/2017
PLANCHE N° 6	ECHELLE: 1/50

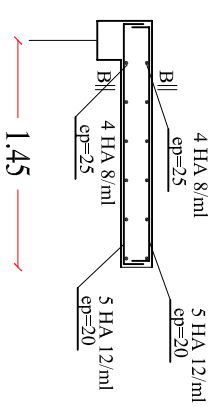
Coffrage et Ferrailage des poutres: Ech 1/25



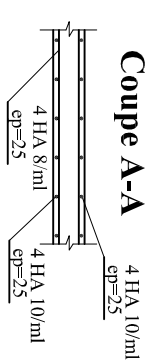
ferrailage du balcon



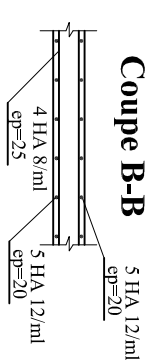
ferrailage du porte à faux



Coupe A-A

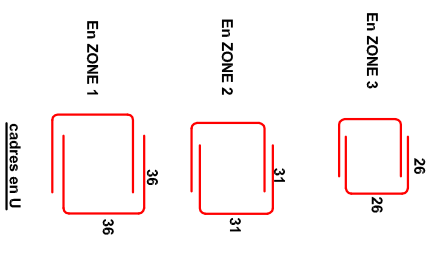
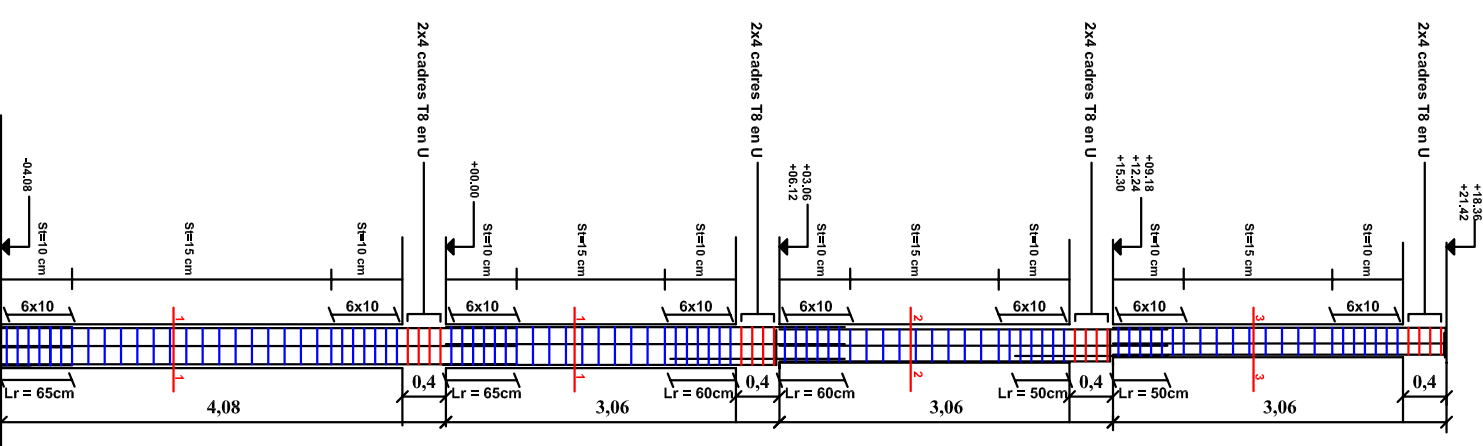
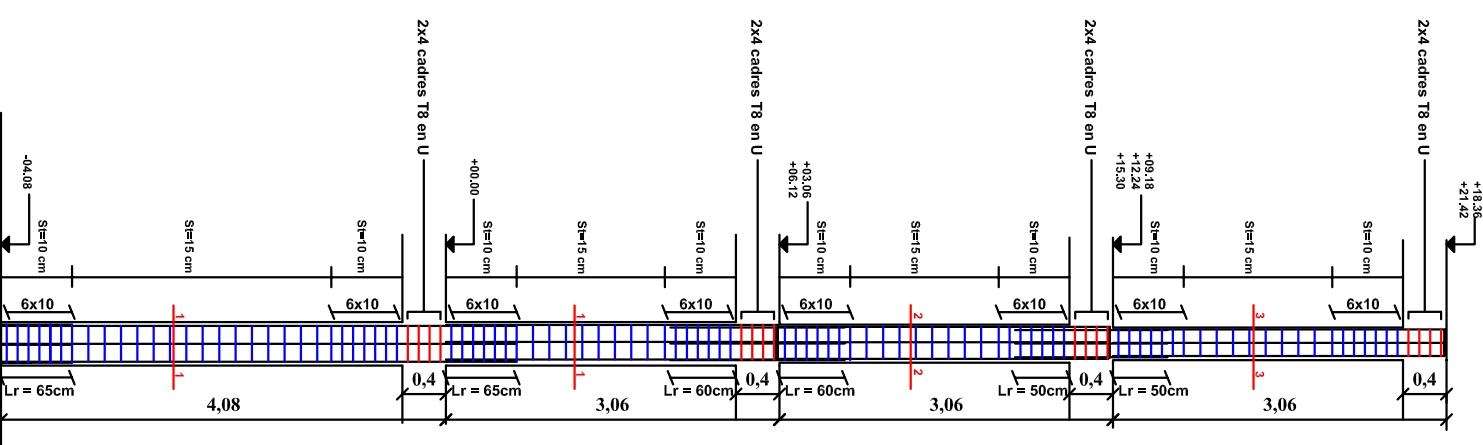
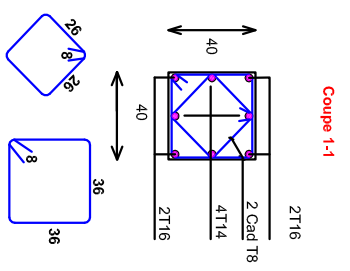
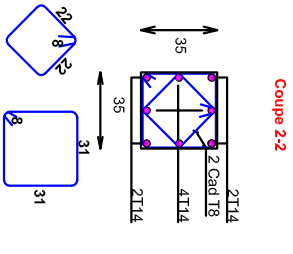
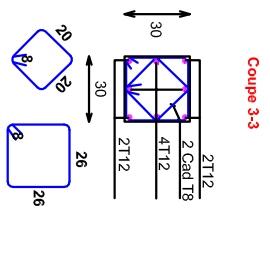


Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr SAIDU Karim Mr HAROUNI Med Said	TITRE : COFFRAGE ET FERRAILAGE DU PLANCHER
DIRIGE PAR : Mme BOUZID L.	PROMOTION N° 6
PROMOTION 2016/2017	ECHELLE: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr SAÏDJ Kallim
Mr HAROUNI Med Said

DIRIGE PAR :
Mme BOUZID L.

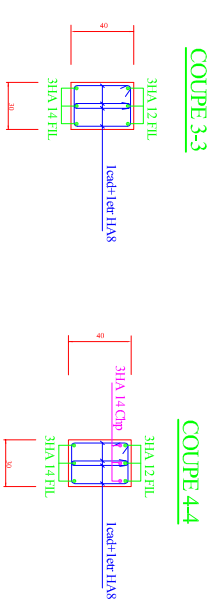
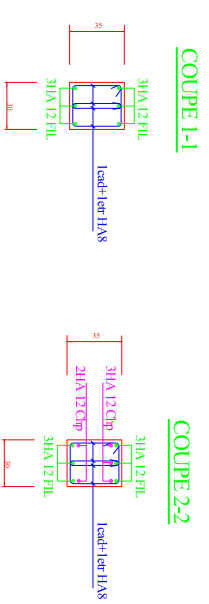
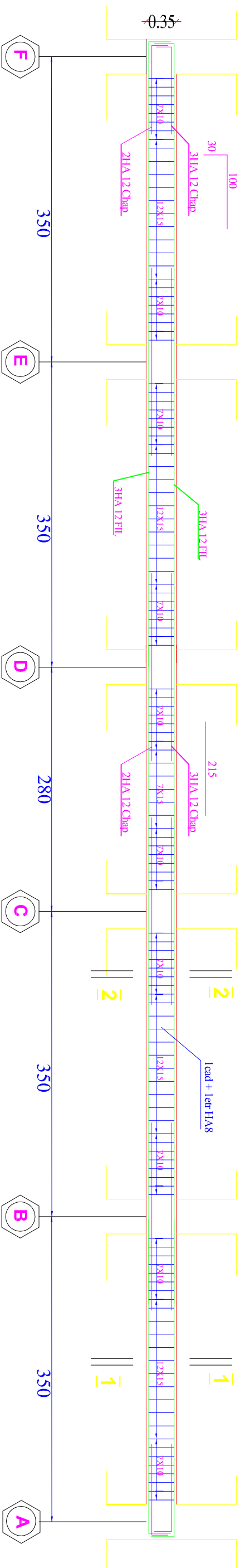
TITRE :
FERRAILLAGE DES POTEUX

PROMOTION 2016/2017

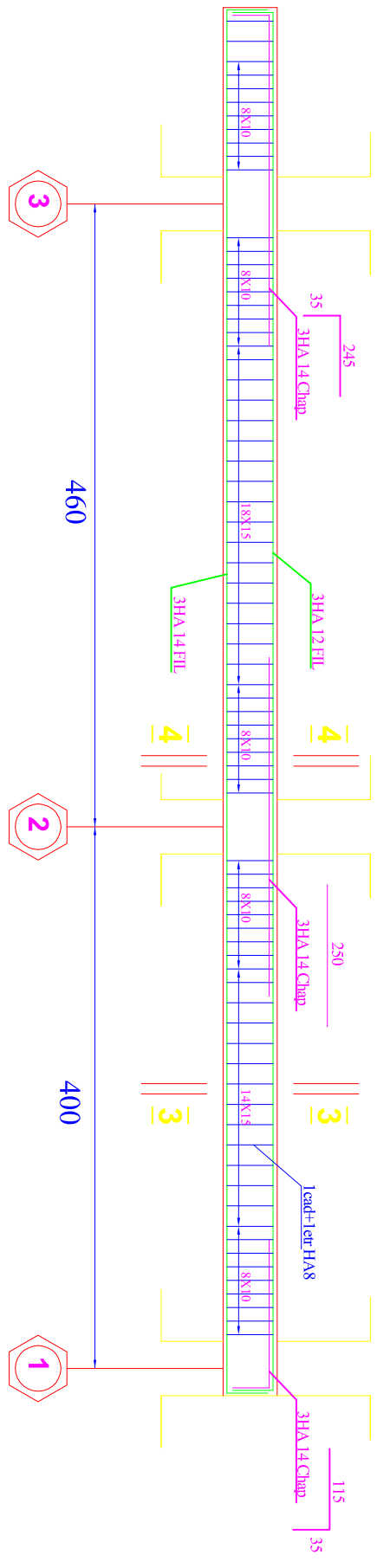
PLANCHE N° 1

ECHELLE: 1/100

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES :



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES :



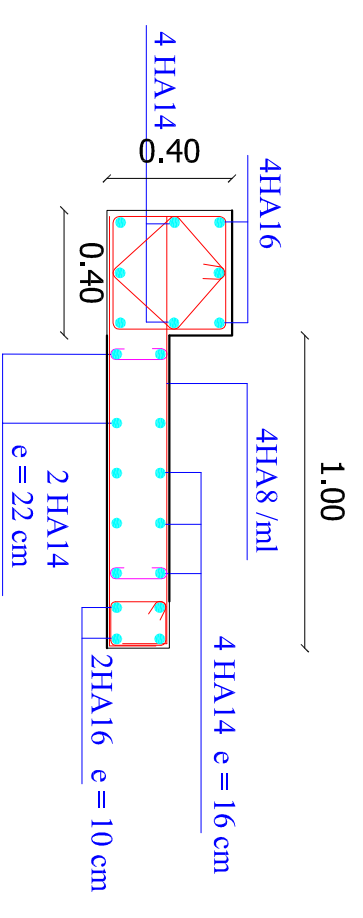
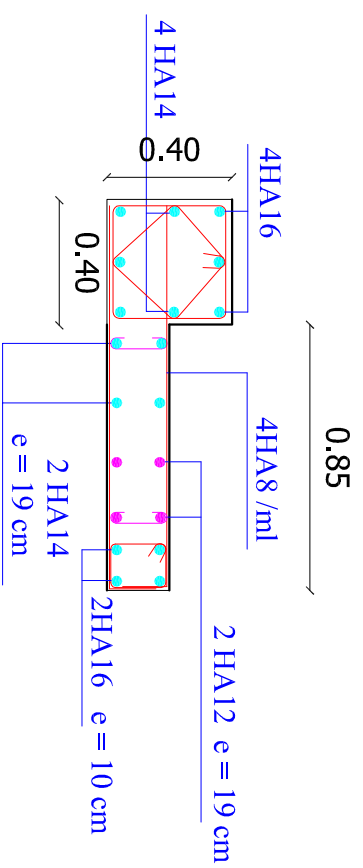
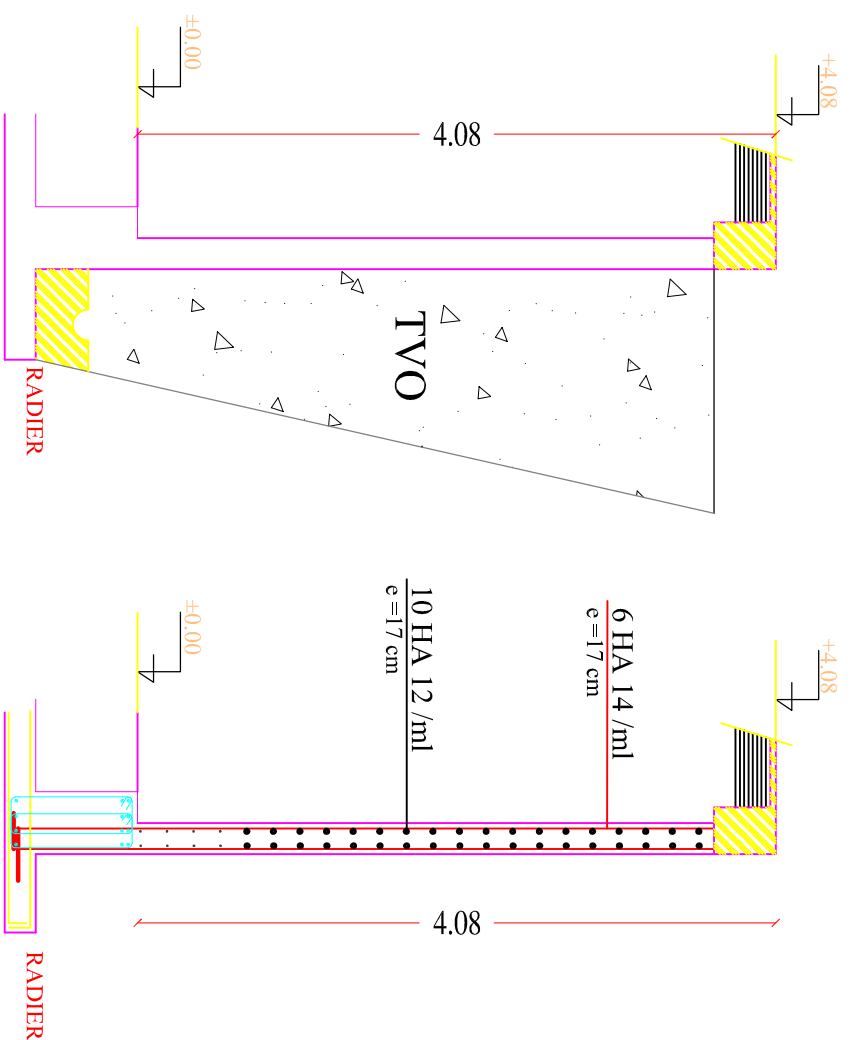
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr SAIDU Karim Mr HAROUNI Med Said	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES
DIRIGE PAR : Mme BOUZID L.	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 5
	ECHELLE: 1/50

FERRAILLAGE DES VOILES ech: 1/25

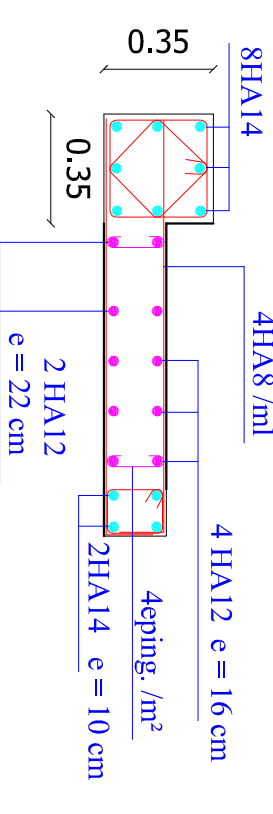
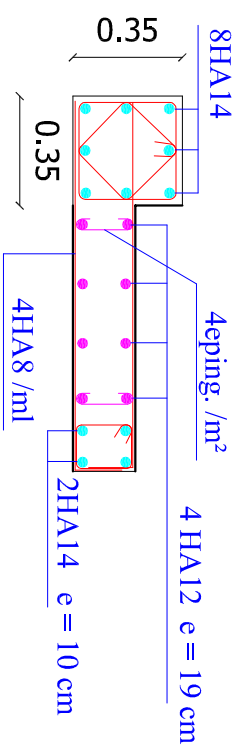
voiles VT, S.sol,RDC et 1er étage

voiles VL, S.sol,RDC et 1er étage



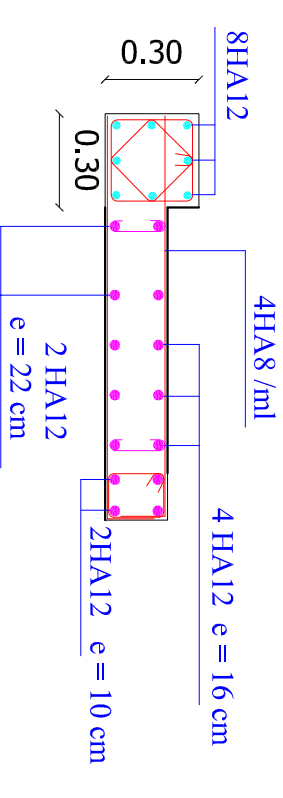
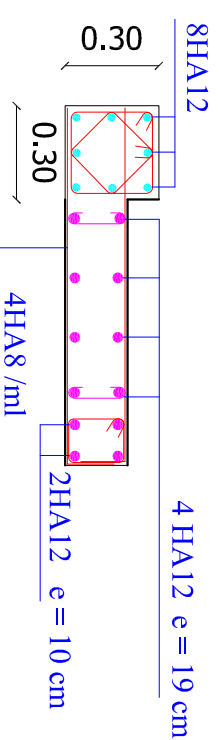
voiles VT,2 ,3 et 4eme étage

voiles VL,2 ,3 et 4eme étage



voiles VT, 5 et 6eme étage

voiles VL, 5 et 6eme étage



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZHOUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr SAIDU Karim Mr HAROUNI Med Said	TITRE : COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU PLANCHER
DIRIGE PAR : Mme BOUZID L.	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 8
	ECHELLE: 1/50

Conclusion

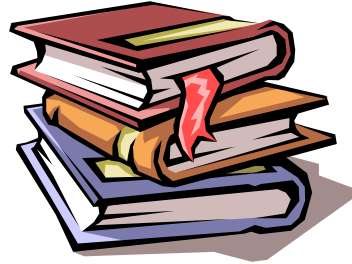
La présente étude nous a permis de mieux faire une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.


Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « **BAEL91** », « **RPA99/version2003** » ainsi que les divers documents techniques.


Ce travail nous à incité à se documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.


En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.


Bibliographie





-  **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.**


-  **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**


-  **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**

-  **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).**

-  **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**

-  **Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).**

-  **Tables de Pigeaud et table de calcul a l'ELU et l'ELS.**

-  **Recherche globale sur internet.**