REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE

De fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme
MASTER en Génie civil

OPTION : CCI

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) À OSSATURE MIXTE CONTREVENTÉ PAR VOILES

Proposé et dirigé par :
Mr BOUHERAOUA ALI

Présenté par :
Mr BAAHMED NAZIM
Mr BENNOUR AGHILES

Promotion 2017-2018

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr BOUHERAOUA ALI pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribue à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercie toutes les personnes qui ont participé de prés ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

SOMMAIRE

INTRODUCTION
CHAPITRE I :PRESENTATION DE L'OUVRAGE 1
CHAPITRE II :PRE-DIMENSIONNEMENT 10
CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS 23
III.1. ACROTERE 23
III.2. PLANCHER 29
III.3. ESCALIERS 46
III.4. La poutre palière 55
III.5 La poutre de chainage 62
III.6 Calcul de la dalle salle machine 69
III.7 Balcon 75
CHAPITRE IV: PRESENTATION DE LOGICIEL 80
CHAPITRE V : VERIFICATION RPA 94
CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS 100
CHAPITRE VII :FONDATIONS 130
CONCLUSION GENERALE 155
BIBLIOGRAPHIE 156

Construire reste l'une des préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette dernière s'est accrue avec le développement industriel et l'explosion démographique causant ainsi un manque flagrant en termes de foncier et un aménagement urbain qui se fait au détriment des terrains à vocation agricole. Ceci a obligé les décideurs à adopter la solution de bâtir en hauteur.

Mais cette solution est confrontée à une sérieuse difficulté. En effet, en construisant plus haut, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux risques sismiques, mettant ainsi la vie de ses occupants et celle de ceux qui habitent les bâtisses voisines en danger et sans oublier aussi les pertes matérielles.

Les expériences vécues en Algérie, durant les derniers séismes (Boumerdès) a conduit les pouvoirs publics, avec l'assistance des experts dans le domaine à modifier le règlement parasismique. Cette modification vise à épargner la vie des usagers en cas de séismes induisant ainsi à des coûts supplémentaires des constructions

Le rôle de l'ingénieur consiste à trouver un compromis entre une sécurité optimale et des coûts supportables pour les particuliers et/ou l'état. C'est plus précisément dans ce cadre que s'inscrit notre projet, au cours de ce travail nous nous sommes intéressés à la conception et l'étude d'une structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage multiple R+8 (commerce et habitation).

A fin de mieux élaborer notre étude, nous avons jugé nécessaire de le répartir en dix chapitres comme suit :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage, le pré dimensionnement des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles) ainsi que le calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers et les balcons) ;
- L'étude dynamique et sismique fera l'objet du chapitre quatre
- Le cinquième chapitre sera consacré au ferraillage des différents éléments résistants à savoir les poutres, les poteaux et les voiles ;
- Le dernier chapitre conformément aux règles du RPA et BAEL ; pour l'étude des fondations.

Et en fin on terminera par une conclusion générale.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. INTRODUCTION

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment).
- Les éléments constructifs :(élément structuraux et non structuraux).
- La réglementation utilisée.
- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

1) DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment **(R+8)** à usages d'habitation et commercial, contreventé par des voiles porteurs, qui sera implantée à **Tizi-Ouzou** classé selon le **RPA99** version 2003comme une zone de moyenne sismicité **(Zone IIa).**
Le rapport du sol ne nous a pas étais remis, alors nous avons pris une valeur de $\overline{\sigma_{sol}} = 1.8bars$, Cette contrainte correspond à un sol meuble ***S3.***
La présente étude va se porter sur un bâtiment composé de :

- ✓ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ✓ 1er étage à usage service.
- ✓ Les autres niveaux sont à usage habitation.

2) CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE

Notre bâtiment a pour dimensions :

Tableau I.1 : Caractéristique géométrique du bâtiment

Longueur totale du bâtiment	**26,46m**
Largeur totale du bâtiment	**24,20 m**
Hauteur totale du bâtiment	**31,90m**
Hauteur du RDC	**4,25 m**
Hauteur du 1er étage (service)	**3,23 m**
Hauteur des étages courants (habitation)	**3.06 m**

3) LES ELEMENTS CONSTITUANT L'OUVRAGE

a) L'ossature

Le bâtiment a une ossature mixte composée de poteaux et des poutres qui forment un système de portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, formant ainsi un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

b) LES PLANCHERS

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent les revêtements et les surcharges. Ils ont deux fonctions importantes : la fonction de résistance mécanique et la fonction d'isolation. On distingue deux types de planchers.

- **Plancher corps creux**

Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux et d'une dalle de compression ou bien en dalle pleine, qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine**

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.
Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

c) Escalier

Ce sont des éléments en béton arme coulé sur place qui assurent la circulation sur toute la hauteur du bâtiment.

d) Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machine, pour sa structure il est prévu une cage métallique qui sera fixé à l'ossature de l'ouvrage.

e) Maçonnerie

✓ **Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en maçonnerie brique creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

✓ **Murs intérieurs**

Cloison de séparation de 10 cm en maçonnerie brique creux.

✓ **Les revêtements**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

f) Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle plaine.

g) Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place dans la hauteur de 50 cm, qui vient se greffer a le périphérique de la terrasse, elle est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

h) Voile

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.

i) Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission les charges et les surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.
Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.
Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- Un effort normal (charge vertical centrée descendante ou ascendante).
- Une force horizontale (résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction).
- Un moment qui peut être exercé dans de déférents plans.

4) CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

a) Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitue d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvant, le béton est défini par sa résistance caractéristique désigné par $\mathbf{fc_{28}}$(résistance a la compression à 28 jours) et de sa résistance a la traction déduite de celle de la compression.

- **COMPOSITION DU BETON**
  - 350 kg/m^3 de ciment de classe CPA325.
  - 400 litres de sable de diamètre 0/5.
  - 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
  - 175 litres d'eau de gâchage.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

La résistance caractéristique à la compression du béton $\mathbf{f_{cj}}$ à **j** jours d'âge est déterminé a partir d'essais sur des éprouvettes normalisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.
Pour **j<28jours**, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$f_{cj}=\frac{j}{4.76+0.83j}f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28}\leq 40\text{Mpa}$$

$$f_{cj}=\frac{j}{1.40+0.95j}f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28}> 40\text{MPa}$$

(Art.A.2.1.11/BAEL91 modifie99)

2. Resistance caractéristique a la traction

La résistance caractéristique de béton à la traction à j jours, noter f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$ftj = 0,6 + 0,06fc28$$ (Art.2.1.12/BAEL 91modifié99)

Dans notre cas : $fc28 = 25MPa$ ⟶ $\mathbf{f_{t28} = 2.1MPa}$
Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$MPa.

3. Etat limite de contrainte de béton

Il existe deux types des états limites

3.1 Etat limite ultime (ELU)

Elle correspond à la perte de stabilité de forme et surtout à la perte de résistance mécanique qui conduit à la ruine de l'ouvrage.
La valeur de calcul de la résistance a la compression du béton est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0{,}85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \rightarrow (BAEL91/ ArtA.4.3{,}41)$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5\,\alpha & \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15\,\alpha & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Θ : coefficient de la durée d'application des actions considérées,
Θ=1 : si la durée d'application est >24h,
Θ=0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,
Θ=0.85 : si la durée d'application est < 1h,

- Pour γ_b =1.5 et θ=1, on aura f_{bu} = 14.2 Mpa
- Pour γ_b =1.15 et θ=1, on aura f_{bu} = 18.48 Mpa

$$F_{bu} = \frac{0{,}85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

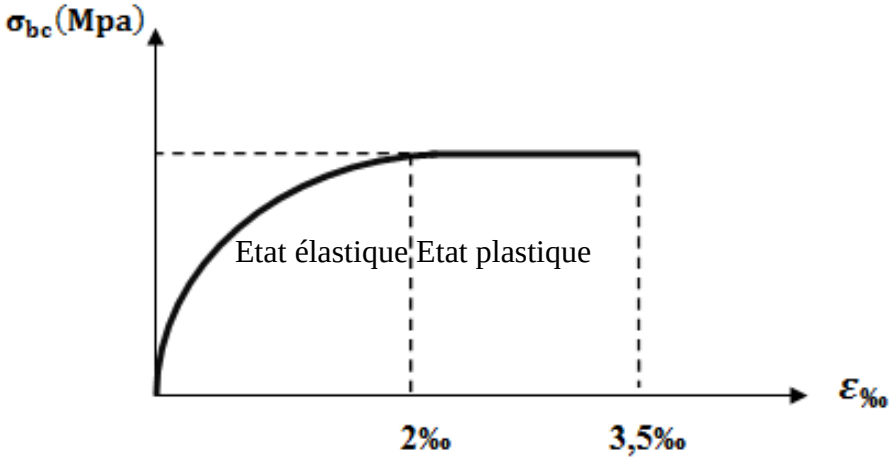


Fig I.1 Diagramme des contraintes-Déformations du béton à ELU

3.2 Etat limite de service (ELS)

Ils correspondent aux états au-delà duquel les conditions normales et d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont pas satisfaites. La contrainte admissible du béton à la compression par la formule suivante :

$\overline{\sigma}_{bc}$ =0.60f_{cj} **[MPa]**(Art A-4-5-2 BAEL91 modifiées 99)

$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à **L'ELS**

à j=28jours, $\overline{\sigma}_{bc}$ =0.60x25=15[MPa].

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure suivante :

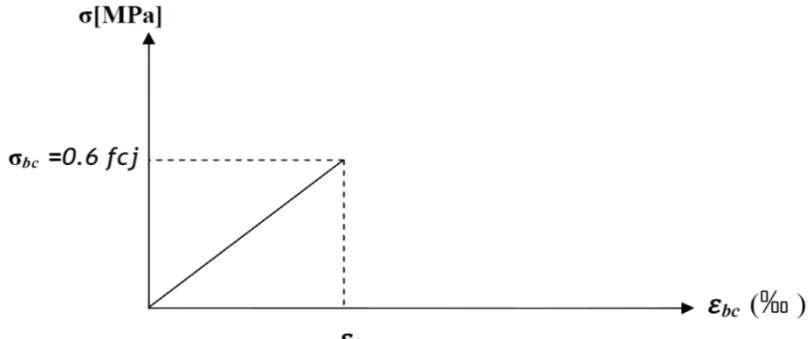


Fig I.2 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

3.3 Contrainte limite de cisaillement (ART A.5.1.21 BAEL91 MODIFIER99)

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise a l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$\tau = \frac{V_u}{bd}$

Vu : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).
b : largeur de la section cisaillée.
d : hauteur utile.

Avec :$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$

- Fissuration peu nuisible ⟶ $\overline{\tau}_u$= min{0.13fc28 ,5MPa}=3.25 MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ⟶ $\overline{\tau}_u$ = min{0.1fc28 ,4MPa}=2.5MP

3.4 Module d'élasticité

On définie le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale**

Le module de déformations instantanées est défini par : $\boldsymbol{Eij = 11000\sqrt[3]{fcj}}$
Le module de déformation différée est défini par : $\boldsymbol{EVJ = 3700\sqrt[3]{fcj}}$

- **Module de déformation transversale :**d'après la règle (BAEL91 mode 99 Art A.2.1,3)

Le module de déformation transversale est donné par :

Il est donné par la relation : $\boldsymbol{G=\frac{E}{2\,(1+\upsilon)}}$

Avec : E : module de Young

V : Coefficient de poisson donné par l'article (A.2.13 du BAEL 91) :

$$V=\frac{\Delta t/t}{\Delta t/t} \longrightarrow V=\frac{déformation\ relative\ transversale}{déformation\ relative\ longitudinale}$$

V= 0,2 à l'ELS (béton non fissuré)

V=0 à l'ELU (béton fissuré)

B) Acier

L'acier est un matériau qui présent une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tab I.2. : Type d'acier

Type d'aciers	Nomination	Sym	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Allongement Relatif à la Rupture (‰)	Coefficient de Fissuration (η)	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute Adhérence Fe E400	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ < 6mm)	TS	520	8	1.3	1

1) **Module d'elasticite longitudinal**

Es = 2.10^5 MPa⟶ (Art A-2-2-1 **BAEL91** modifier **99**).

2) Coefficient de poisson

Le coefficient du poisson des aciers est pris égal à **0,2**.

3) Contrainte limite ultime des aciers

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le (Art 4-3-2 **BAEL91** modifié **99).**

$$\overline{\sigma}_{st}=\frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible d'élasticité de l'acier a l'ELS.

f_e : Contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite élastique garantie).

γ_s : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

Tableau i.3 limite d'élasticité des aciers utilises

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
f_e= 400 MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ =348MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ =400MPa
$f_{e\,=}$ 500MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ =435MPa	$\overline{\sigma}_{st}$ = 500MPa

4) Contrainte limite de service des aciers

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.
D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissurations peu nuisible (peu préjudiciable) :**

Aucune vitrification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise a aucune limitation.

$\overline{\sigma}_{st}$= fe **(**A.4.5,32/BAEL91modifié99)

- **Fissurations préjudiciables** (A.4.5,33/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce, Dans ce cas la règle est la suivante :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \{\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\}$

- **Fissuration très préjudiciable**(A.4.5,34/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.
Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\{0{,}5 f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})\}$

Avec :

Fe :limite d'élasticité de l'acier utilisé.

Ftj :résistance caractéristique à la traction du béton.

η: Coefficient de fissuration :

η =1,0 pour les R.L y compris les treillis soudés formés de Fils tréfilés lisses.

η =1,6 pour les H.A dont Ø < 6mm.

η =1,3 pour les H.A dont Ø < 6mm.

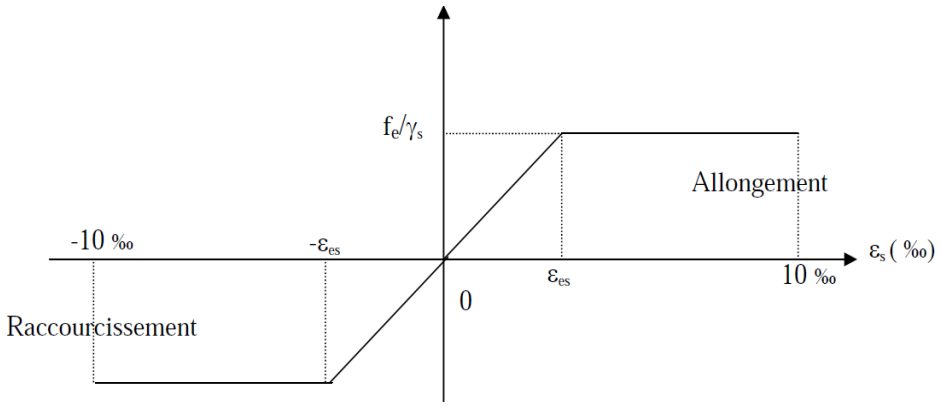


Fig.I.3 Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELS

5) PROTECTION DES ARMATURES

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

- **C ≥ 5 cm :** Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- **C ≥ 3 cm :** Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- **C ≥ 1cm :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Dans notre cas on prend **C = 3 cm** pour l'acrotère, escalier.

C = 2 cm pour les autres éléments.

II. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement des éléments de construction (poutres, poteaux, plancher et voiles) a pour but de déterminer d'une façon générale leur ordre de grandeur. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérification.

Pour cela on tient compte des prescriptions réglementaires données par :

Règlement de calcul
RPA 99/ version 2003 *BAEL 91 modifié 99* *CBA 93*

Tableau II.1*.Règlement de calcul*

II.1 ELEMENTS DE CONSTRUCTION

1. PLANCHERS

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelle et dalle de compression.
L'épaisseur de plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$\mathbf{h_t \geq \frac{Lmax}{22.5}}$$

h_t : hauteur du plancher.

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

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (zone IIa) égale à (25x 25) cm^2.

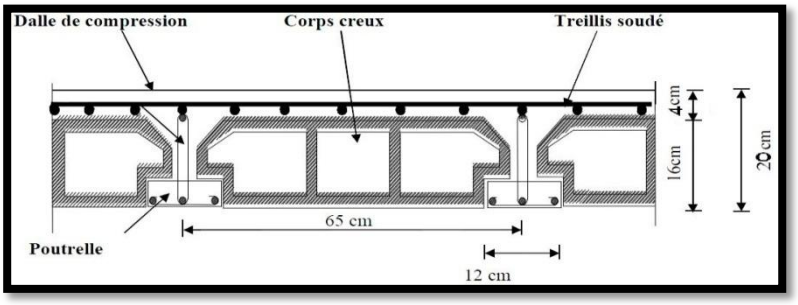
Lmax = 380 – 25 = 355cm.

$ht \geq \frac{355}{22.5}$ = 15,78cm ⟹ ht ≥ = 20cm.

Ainsi, on adoptera : h_t=20 cm ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

- ✓ 16cm pour la hauteur du corps creux.
- ✓ 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

Figure II.1 : Coupe d'un plancher



2. Les Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux voiles), leurs dimensions sont définies par les relations suivante :

$$\mathbf{L_{max}/15 < h_t < L_{max}/10}$$
$$\mathbf{0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h}$$

Tel que :

L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.
h_t : Hauteur de la poutre.
b : Largeurde la poutre.
Selon le RPA 99/version 2003 (art.7.5.1) pour une zone de forte sismicité (zone II) le dimensionnement des poutres doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur $h \geq 30$cm
- La largeur $b \geq 20$cm
- Le rapport $h/b \leq 4$

⟹ **(RPA99/Art 7.5.1)**

2.1 Poutres principales (PP)

Elles ont pour longueur : **L_{max}= 560 – 25 = 535cm**

- ✓ **La hauteur : Lmax : 535 cm**

$\frac{535}{15} \leq h_t \leq \frac{535}{10}$ ⟹ $35{,}66 \leq h_t \leq 53$ cm

On prend**h= 40 cm.**

- ✓ **La largeur**

$0.4x\ 40 \leq b \leq 0.7x40$ ⟹ $16cm \leq b \leq 28cm$

On prend **b = 30 cm.**

2.2 Poutres secondaires (PS)

Elles ont pour longueur : L_{max}= 380 – 25 = 355cm.

$23{,}66 \leq h_t \leq 35{,}5$ cm ⟹ on prend h= 30 cm

$12 \leq b \leq 21{,}0$ cm ⟹ on prend b= 25 cm

Tableau II.1 : Vérification aux exigences de RPA

CONDITIONS	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30$ cm	40	30	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,5	1	Vérifiée

Conclusion

Nous adopterons les sections suivantes :

- Poutres principales (30*40) cm.
- Poutres secondaires (30*30) cm.

3. 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'âpres le **RPA 99 version 2003/Art 7.7.1**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

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

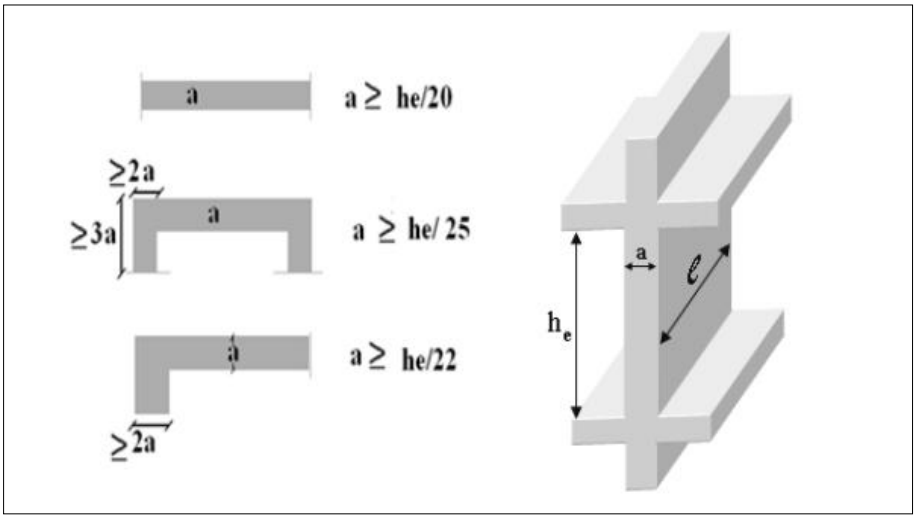


Fig II.2 : section réduite du voile

Avec :

a : épaisseur du voile
L : portée min du voile
he : hauteur d'étage

- **Calcul de h_e par niveau**

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont linéaires, on calcul leur épaisseur de la manière suivante :

1. Au niveau de RDC

he = h – $a_{lancher}$= 425-20 = 405cm.

a ≥ he/20 = 405/20 = 20.25cm ≥ 15cm

On opte pour une épaisseur de 25cm.

✓ **Longueur**

Un élément est considéré comme étant un voile, si la condition suivante est satisfaite :

L ≥ 4a

Dans le cas contraire, cet élément n'est pas un voile.

Dans notre cas :

L ≥ 4a ⟶ L ≥ 4 x 20 ≥ 80 cm.

2. Au niveau de l'étage de service

he = h – $a_{plancher}$= 323- 20 = 303cm.

a ≥ he/20 = 303/20 = 15,15cm ≥ 15cm. ⟹ On opte pour une épaisseur de 20cm.

✓ **Longueur**

L ≥ 4a ⟶ L = 4 x 20 = 80 cm.

3. Au niveau de l'étage habitation

he = h – $a_{plancher}$= 306-20 = 286cm.

a ≥ he/20 = 286/20 = 14.3 cm ≥ 15cm. ⟹ On opte pour une épaisseur de 20cm.

✓ **Longueur**

L ≥ 4a ⟶ L = 4 x 20 = 80 cm.

Conclusion : On opte pour des voiles d'épaisseurs :

- ✓ 25 cm pour le RDC
- ✓ 20 cm pour l'étage de service et les étages d'habitations

La condition du RPA est vérifiée, tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, leur rôle est de reprendre et de transmettre les charges.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivants pour les poteaux rectangulaire de la zone IIa.

- Min (b_1 ; h_1) ≥ 25 cm.
- Min (b_1 ; h_1) ≥ h_e/20cm
- 1/4< b_1/h_1)<4.

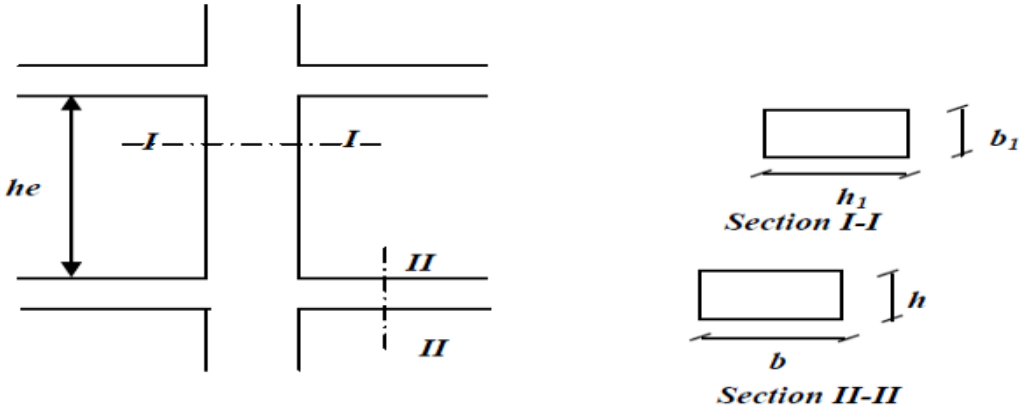


Figure II.3 : Coffrage des poteaux

Le calcul s'effectuera pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence, on supposant que le béton reprend la totalité des charges, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma bc}$$

Avec :.

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

σ_{bc} : contrainte admissible de béton à la compression simple

Ns : effort de compression Ns = G + Q

S : section transversal du poteau.

σbc : contrainte limite de service du béton en compression.

4.1 Détermination des charges et surcharges

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure est en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** charges permanentes et charges d'exploitation.

4.1.1 Charges permanentes « G»

Plancher terrasse (inaccessible)

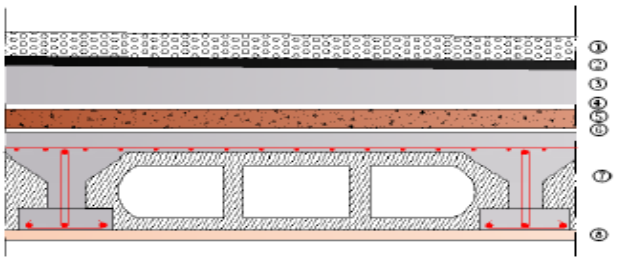


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

Tab II.2 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible

N	Eléments	épaisseurs (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids (kN/m^2)
1	**Couche de gravier roulé (15/25)**	0.05	20	1
2	**Etanchéité multi couche**	0.02	6	0.12
3	**Béton en forme de pente**	0.06	22	1.32
4	**Feuille de polyane (par vapeur)**	/	1	0.01
5	**Isolation thermique (liège)**	0.04	4	0.16
6	**Plancher en corps creux (16+4).**	0.20	/	2.8
7	**Enduit de plâtre**	0.02	10	0.2
	Charge permanente totale Gt			$\sum$ = 5.61

1) Plancher étage courant

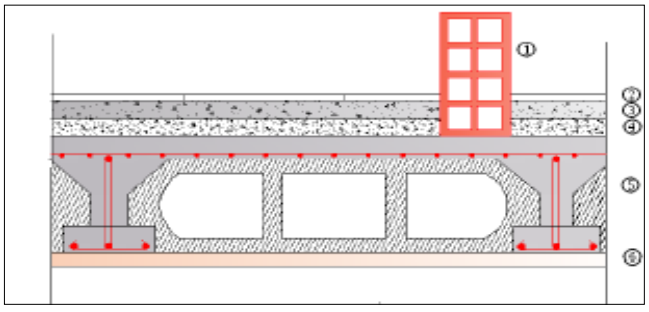


Figure. II.5 : Coupe verticale d'un plancher étage courant

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	**Cloison en brique creuses (y compris l'enduit plâtre)**	0,1+0,04	/	1.3
2	**Revêtements en carrelage**	0,02	/	0,4
3	**Mortier de pose**	0,02	20	0,4
4	**Couche de sable**	0,02	18	0,36
5	**Plancher en corps creux**	0,2	/	2,8
6	**Enduit en plâtre**	0,02	10	0,2
				G_{total}= 5,46 KN/m^2

2) Maçonnerie

- **Murs extérieurs**

Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs

Désignation des éléments	**Epaisseurs (m)**	**Poids volumiques (KN/m^3)**	**Poids (KN/m^2)**
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Lame d'air	0.05	0,00	0,00
Maçonnerie	0.10x2	9	1.8
Enduit de ciment	0.02	18	0,27
Totale			$\sum$ = 2,27

- **Murs intérieurs**

Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs

Eléments	**Epaisseur (m)**	**Masse volumique (KN/m^3)**	**Lacharge(KN/m^2)**
Enduit plâtre	0,04	10	0,4
Maçonnerie	0,1	9	0,9
		Charge permanente totale.	**Gt= 1,3**

3) Acrotère

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

G = ρx S x 1ml

$S = (50\ x\ 10) + (10^2)$

$S = 578.72$

S = 0, 06 m²

G = 25 x 0, 06 = 1, KN/ml ⟶ G = 1, 50 KN/ml

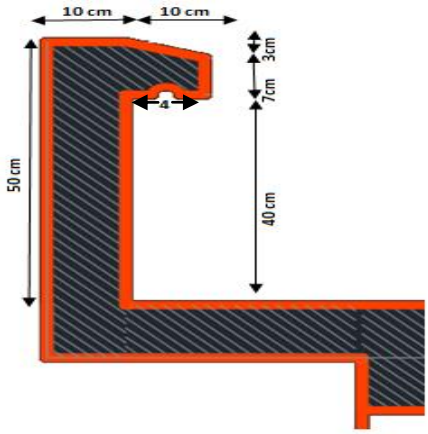


Figure. II.6 : dimension de l'acrotère

II.4.1.2 Surcharges d'exploitation « Q»

Tableau. II.6 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires

Elements	Surcharges Q KN/m²
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,5
Plancher étage de service	2,5
Plancher RDC à usage commercial	3,5
Balcon en dalle pleine	3,5
Escalier	2,5

II.4.2 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

- **Surface d'influence**

S= S_1+S_2+S_3+S_4

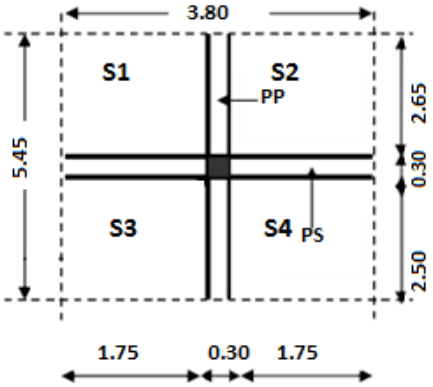
Avec :

S_1= 2,65x1,75= 4.637 m²

S_2= S_1 = 4.637 m²

S_3=S_4= 2, 5x1, 75=4,375 m²

S =18.025 m²



- La surface brute est

S= 5.45x3.8= 20.71m **S_{brute}= 20.71 m²**

- **Poids propre des éléments :**
  - Poids du plancher : P = G x S
    - Plancher terrasse :

P = 5,61 x 20,71 = 116.18 KN

- Plancher étage :
  P = 5,46 x 20,71 = 113.08 KN

▪ Poids des poutres :

- Poutres principales :

P_p = 0,30 x0.40 x 5,6 x 25 = 16.8 KN

- Poutres secondaires :

P_s = 0.30 x 0.30 x 3,8x 25 = 8,55 KN

D'où le poids total : P_{tot}= 25,35 KN

▪ Poids des poteaux :

- Poteaux de RDC (commerce) :
  P_{rdc} = 0.25 x 0.25 x 4.25 x 25= 6.64 KN
- Poteaux étage de service :
  P_{es} = 0.25 x 0.25 x 3.23 x 25 = 5.05 KN
- Poteaux étages courant :
  P_c = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 KN

➢ **Surcharge d'exploitations**

- Plancher terrasse : Q_0 = 1 x 20.71 = 20.71 KN
- Plancher RDC, étage de service et étage courant :
  Q_1= Q_2= Q_3 = … = Q_8 = 1.5 x 20.71 = 31.065 KN

II.4.3 Loi de dégression de charge en fonction de nombre d'étage

➢ **Définition de la descente de charge**

Notre ouvrage est composé de 8 étages (n ≥ 5), Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers

(DTR BC 2-2/6-1).

Σ_0= Q_0

$\Sigma 1$=Q_0+Q_1

$\Sigma 2$= Q_0+0.95(Q_1+Q_2)

$\Sigma 3$= Q_0+ 090(Q_1+Q_2+Q_3)

$\Sigma 4$= Q_0 +0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)

Σn= Q0+[(3+n)/2n] (Q_1+Q_2+…. +Q_n) pour n ≥5.

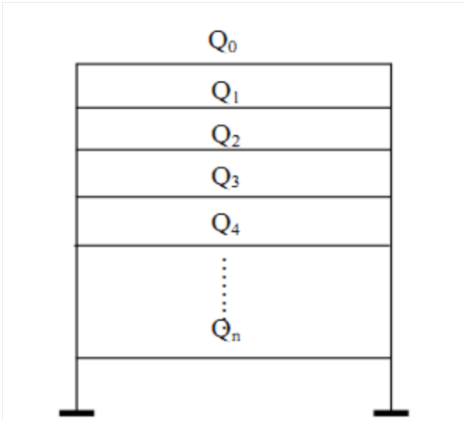


Figure. II.7 : Loi de dégression des charges

Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Niveau	8^{eme}	7^{eme}	6^{eme}	5^{eme}	4^{eme}	3^{eme}	2^{eme}	1^{ere}	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687

.

❖ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges**

$8^{eme} = Q_0 = 20.71$ KN

$7^{eme} = Q_0 + Q_1 = 20.71 + 31.065 = 51.775$ KN

$6^{eme} = Q_0 + 0.95(Q_1+Q_2) = 20.71+0.95\ (2x31.065) = 97.734$ KN

$5^{eme} = Q_0 + 0.90(Q_1+Q_2+Q_3) = 20.71+0.90\ (3x31.065) = 104.586$ KN

$4^{eme} = Q_0 + 0.85\ (Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20.71+0.85\ (4x31.065) = 126.331$ KN

$3^{eme} = Q_0 + 0.80\ (Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20.71+0.80\ (5x31.065) = 144.97$ KN

$2^{eme} = Q_0 + 0.75\ (Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 20.71+0.75\ (6x31.065) = 160.503$ KN

$1^{er} = Q_0 + 0.714\ (Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 20.71+0.714\ (7x31.065) = 175.973$KN

$RDC = Q_0 + (Q_1+Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 20.71+ (8x31.065) = 269.230$ KN

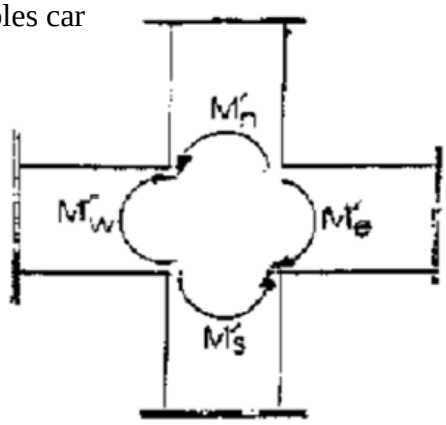
II.4.4 Descente de charges

Tableau II.8 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges

Niv	Charges permanentes G (KN)					Surcharges (KN)		N (KN)	Section (cm²)	
	plancher	poutres	poteaux	G_{tot}	G_{cum}	Q	Q_{cum}	$N=G_c+Q_c$	$S \geq N/0.6f_{c28}$	adopté
8	116,39	25,35	4,78	146,5	146,5	21,71	21,710	168,21	112,14	35x35
7	113,08	25,35	4,78	143,21	289,71	31,065	51,775	341,485	227,65	35x35
6	113,08	25,35	4,78	143,21	432,92	31,065	97,734	530,654	353,77	35x35
5	113,08	25,35	4,78	143,21	576,13	31,065	104,586	680,716	453,81	40x40
4	113,08	25,35	4,78	143,21	719,34	31,065	126,331	845,671	563,78	40x40
3	113,08	25,35	4,78	143,21	862,55	31,065	144,970	1007,52	671,68	40x40
2	113,08	25,35	4,78	143,21	1005,76	31,065	160,503	1166,263	777,51	40x40
1	113,08	25,35	5,05	143 ,48	1149,24	31,065	175,973	1325,213	883,47	45x45
RDC	113,08	25,35	6,64	145,07	1294,31	31,065	269,230	1563,54	1042,36	45x45

II.4.5 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone IIa une section minimale de 25x25 cm2.



- ✓ **L'article 7.6.2 du RPA 99/2003** relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

|Mn| + |Ms| ≥1,25 (|Mw|+|Me|)
|M'n|+|M's|≥1,25 (|M'w|+|M'e|)
Tel que

Mn et Ms : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.
Me et Mw : sont les moments fléchissant dans les poutres.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$\mathbf{s= \frac{M}{I} V \Rightarrow M=\frac{\sigma I}{V}}$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \text{ x Is poteau}}{\nu}+\frac{\sigma \text{ x In poteau}}{\nu} \geq 1{,}25\ (\frac{\sigma \text{ x Ie poutre}}{\nu}+\frac{\sigma \text{ x Iw poutre}}{\nu})$$

$$(S \text{ x } Is_{Poteau} + S \text{ x } In_{Poteau}) \geq 1,25\ (SxIe_{poutre} + SxIw_{poutre})$$

$$2I_{poteau} \geq 1{,}25\ (2I_{poutre}) \quad \Longrightarrow \quad I_{poteau} \geq 1{,}25\ I_{poutre}$$

On a la section de la poutre principale qui est de 30x40 cm2.

$I_{poutre}= \frac{0.30\ x\ 0.40^3}{12} = 2{,}278.10^{-3}\ m^4.$

- Pour les poteaux qui sont de section carré:

$$I_{poteau}= \frac{a^4}{12} \geq 1{,}25(2{,}278.10^{-3}) = 2.84.10^{-3} \longrightarrow a \geq \sqrt[4]{12x2.848.10^{-3}}$$

$a \geq 0{,}43$ m.

On prend : **a = 45cm**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Tableau II.9 : Les sections des poteaux adoptées

Etages	Sections en cm²
RDC, 1er service	45x45
2eme, 3eme, 4eme, 5eme	40x40
6eme, 7eme, 8eme	35x35

II.4.6 Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003)

1. Poteaux 45x45 (RDC)

- ✓ Min (45; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45; 45) ≥ h_e/20 =21.25 cm …… vérifié. Avec (h_e= 4.25m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

2. Poteaux 45x45 (service)

- ✓ Min (45 ; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45 ; 45) ≥ h_e/20 =16.15 cm …… vérifié. Avec (h_e= 3.23m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

3. Poteaux 40x40

- ✓ Min (40 ; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (40 ; 40) ≥ h_e/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec (h_e= 3.06m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

4. Poteaux 35x35

- ✓ Min (35 ; 35) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (35 ; 35) ≥ h_e/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec (h_e= 3.06 m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

Conclusion

Les conditions de RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

II.4.5 Vérifications au flambement

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

$\boldsymbol{\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50}$……(1).

Avec :

$\boldsymbol{\lambda}$: élancement du poteau…….. (2).

$\mathbf{L_f}$: Longueur de flambement (L_f = 0.7 I0)…… (3)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{B}{\sqrt{12}}$…… (4)

A : Section transversale du poteau (**A** = $\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{h}$)……(5)

$\mathbf{L_0}$: Longueur libre du poteau.

En remplaçant (2), (3), (4), (5) dans (1) et on aboutira à :

$$\boldsymbol{\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0}$$

Tableau II.10 : Vérification au flambement

Condition	Etages	Poteaux	L_0 (m)	b (m)	**λ**	vérification
$\lambda = \frac{2,42}{b} L_0$	RDC	45 x 45	4,05	0,45	21,78	✓
$\lambda = \frac{2,42}{b} L_0$	1er étage (service)	45 x 45	3,03	0,45	16,29	✓
$\lambda = \frac{2,42}{b} L_0$	2eme, 3eme, 4eme,5eme	40 x 40	2,86	0,40	17,303	✓
$\lambda = \frac{2,42}{b} L_0$	6eme, 7eme, 8eme	35 x 35	2,86	0,35	19,775	✓

- **Conclusion**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.4.7. Récapitulatif des pré-dimensionnement

Tableau II.11 : Récapitulatif des pré-dimensionnement

Hauteur du plancher en corps creux		**h_t= 20 cm (16+4)**
Epaisseur des voiles	RDC	25 cm
	1er étage service, étages habitation	20 cm
Sections des poutres	Poutres principales	(30 x 40) cm
	Poutres secondaires	(30 x 30) cm
Sections des poteaux	RDC, 1er étage service	(45x 45) cm
	2eme, 3eme, 4eme, 5eme	(40 x 40) cm
	6eme, 7eme, 8eme	(35 x 35) cm

CHAPITRE III
CALCULS DES ELEMENTS

III. INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré-dimensionnement des éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments non structuraux qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, (cloison, balcons, acrotère, escalier).

III.1 ACROTERE

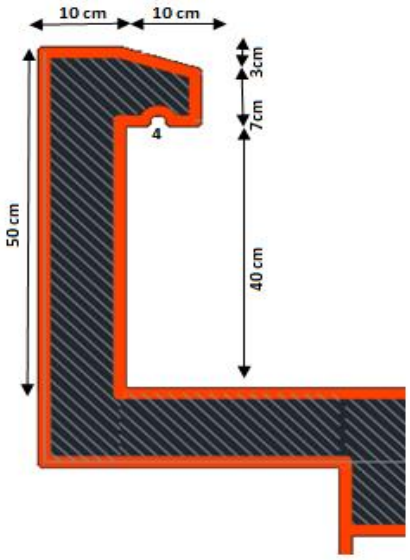
III 1.1 DEFINITION ET ROLE DE L'ACROTERE

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimile à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale **(Q = 1 [KN/ml])** non pondérée dueà l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1[m] de LARGEUR.

III.1.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'ACROTERE

La hauteur : h = 50 cm.
L'épaisseur : h_0 =10 cm.
L'enrobage : c = c'= 3cm.
La surface : S = 0,06 cm².



III.1.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS

- **LE CHARGEMENT**

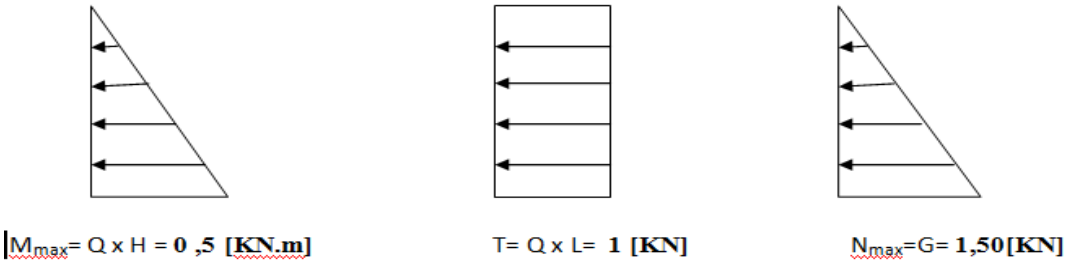
Poids propre de l'acrotère G = ρ x S
P : La masse volumique du béton.
S : Section longitudinale de l'acrotère.$G = 25\,x[(50\,x\,10) + (10^2)]$
G = 25 x 0, 06 = 1, 50 KN/ml ⟶ G = 1, 50 KN/ml
Surcharge d'exploitation horizontale **= 1 [KN/ml]**

- **SOLLICITATIONS**

Efforts normal dû au poids propre **: N = G x 1 = 1,50 [KN/ml]**
Efforts tranchants : **T = Q x 1 = 1 [KN/ml]**

Moment de renversement M dû à Q : **M = Qx Hx1 = 1x0, 5x1 = 0 ,5 [KN.m].**

SCHEMA STATIQUE



M_{max}= Q x H = **0 ,5 [KN.m]** T= Q x L= **1 [KN]** N_{max}=G= **1,50[KN]**

III.1.4 LES COMBINAISONS DE CHARGES

ELU : 1,35G+1,5Q
- $\mathbf{N_u}$ = 1,35N = 1,957 KN
- $\mathbf{T_u}$ = 1,5T = 1 ,5 KN
- $\mathbf{M_u}$ = 1, 5M = 0, 75 KN.m

ELS :G+Q
- $\mathbf{N_S}$= N = 1, 50 KN
- $\mathbf{T_S}$= T = 1 KN
- $\mathbf{M_S}$ = M = 0, 5 KN.m

III.1.5 FERRAILLAGE

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**Nu**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

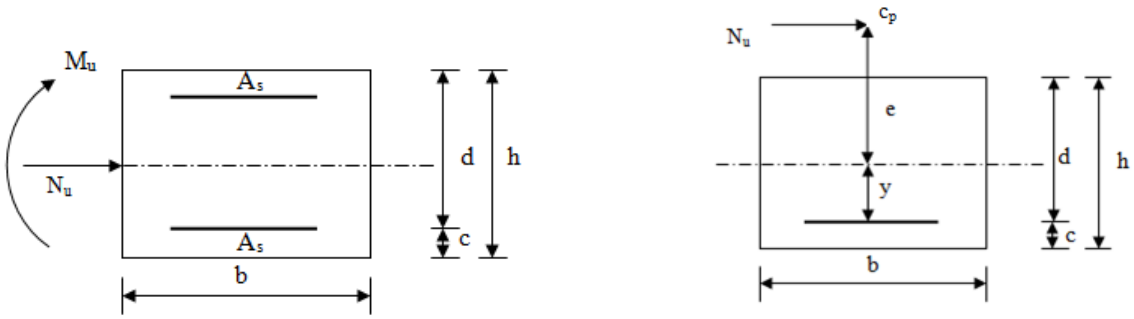


Figure.III.1.2 : Section soumise à une flexion composée.

Avec

h = 10 cm; Epaisseur de la section.
b = 100 cm; Largeur de la section.
c = c' = 3 cm; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
d = h – c = 10 – 3 = 7 cm ; La hauteur utile.

III.1.6 CALCUL A L'ELU

a) Calcul de l'excentricité

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,957} = 0,383m = 38,3\ cm$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \Longrightarrow$ $e_u = 38,3c > {}^{h}/_{2} - c = 2cm$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée **(SPC).**

b) Calcul en flexion simple

- **Moment fictif**

$M_f = N_u \times g = N_u\left[e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - c\right] = 1,957\left[0,383 + \left(\frac{0,1}{2}\right) - 0,03\right] = 0,789$ KN.m

- **Moment réduit**

$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,2$ MPa.

$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{0,789x10^3}{100x7^2x14,2} = 0,0113 < \mu_r = 0,392$ (section simplement armée)

D'après le tableau: $\mu_u = 0.0113 \longrightarrow \beta = 0,99435$

- **Armatures fictives**

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

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$MPa $\longrightarrow$ Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$A_f = \frac{0,75\ x\ 10^6}{0,99435x348x70} = 0,31cm^2.$

c) Calcul en flexion composée

La section des armatures réelles

$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,309 - \frac{1,957}{34,8} = 0,25cm^2$

A_{st}= 0,25cm² A_{sc}= 0 $\longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.7 VERIFICATION A L'ELU

1. Condition de non fragilité (Art: A.4.2.1, BAEL91/modifiées 99)

$\rho \geq 0{,}23\frac{f_{tj}}{f_e}$ Avec $\rho = \frac{A_{min}}{bd}$

$A_{min} = 0{,}23\ x\ bd\ x\frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : f_{t28}= 0,6+0,06f_{c28} = 2,1 MPa. f_e= 400MPa

A_{min} = 0,23 x 100 x 7 x $\frac{2{,}1}{400}$ = 0,845cm²

On à : A_{min}= 0,845cm² >A_{st} = 0,25cm² ⟶ la condition n'est pas vérifiée.

CONCLUSION

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieure à celles calculées à l'ELU, donc nous

$A_{SC} = A_{min}$ = 0,845cm²/ml.

Soit A_{sc}= 3Ø8 = 1,51cm², avec un espacement St=25cm

Les armatures de répartition

A_r = A/4 = 1,51/4 = 0,38cm².

Soit : 3Ø8 = 1,51cm², avec un espacement S_t=33cm.

2. Vérification au cisaillement (BAEL91/Modifié99 Art. A.5.1)

On doit vérifier $\begin{cases} \tau_u \leq \overline{\tau_u} \\ \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1{,}5x10^3}{1000x70} = 0{,}021MPa \end{cases}$ Avec (V_u= T_u)

$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0{,}15x25}{1}, 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$ ..... **Condition vérifiée**

.

- Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

3. Vérification de l'adhérence des barres (Art. A6.1.3. AEL/modéfié99)

On doit vérifier : $\boldsymbol{\tau_s \leq \overline{\tau_s}}$

Avec $\begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d\sum U_i} \\ \tau_s = 0{,}6\psi^2{}_s f_{t28} \end{cases}$

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

ψ_sCoefficient de scellement = 1,5(acier de haute adhérence).

$\sum \mathbf{U_i} = n\pi\phi = 3\ x\ 3{,}14\ x\ 8 = 75{,}36mm$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\tau_s} = \frac{1{,}5\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 70\ x\ 75{,}36} = 0{,}32MPa \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{s}} = 1{,}5\ x\ \ 2{,}1 = 2{,}84MPa \end{cases}$$

4. Ancrage des barres (Art. A6.1 ,21 BAEL91/modifié99)

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

$L_s = \frac{\emptyset\ x\ f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0{,}8\ x\ 400}{4\ x\ 2{,}84} = 28{,}17$ cm. ⟶ On optera pour **: L_s= 30 cm**

III.1.8 VERIFICATION A L'ELS

1. Contrainte dans les aciers

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$ ⟶ (Art A.4.5.33 BAEL 91/modifié99).

η= 1,6 Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6\ mm$

$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2}{3}x\ 400, \max(0{,}5\ x\ 400; 110\sqrt{1{,}6\ x\ 2{,}1})\right\}$

$\overline{\sigma_{st}} = min\{266{,}6, \max(200; 201{,}63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201{,}63MPa.$

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

On à $\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100\ x\ 1{,}51}{100\ x\ 7} = 0{,}287$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 = 0{,}9155\ \ et$ k_1= 44,17

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}5}{0{,}9155\ x\ 70\ x\ 1{,}51\ x\ 10^2} = 38{,}82MPa$$

$\sigma_{st} = 38{,}82MPa < \sigma_{st} = 201{,}63MPa$……**condition vérifiée.**

2. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{38{,}82}{44{,}17} = 0{,}88MPa$$

$\sigma_{bc} = 0{,}88MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……**condition vérifiée.**

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$V_u \leq \frac{0{,}4 f_{c28} 0{,}9 bd}{\gamma_b} = \frac{0{,}4 * 25\ x\ 0{,}9\ x\ 1000\ x\ 70}{1{,}5}\ x\ 10^{-3} = 420KN$$

On à V_u= 1,5 KN < 420KN…….**Condition vérifiée.**

III.1.9 VERIFICATION DE L'ACROTERE AU SEISME (Art 6.2.3 / RPA 99)

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$\boldsymbol{F_p = 4AC_PW_P}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas **A = 0.15** (Zone IIa, groupe d'usage 2)

- **Cp :** Facteur des forces horizontales pour les éléments en console ⟶ **Cp = 0.8**Wp

- **wp :** poids de l'élément ⟶ **wp = 1,5 KN/ml**

$F_p = 4\ x\ 0{,}15\ x\ 0{,}8\ x\ 1{,}45 = 0{,}696\ KN$

$F_p = 0{,}72KN < Q = 1KN/ml$ ……**condition vérifiée.**

CONCLUSION

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile, d'où le ferraillage adopté précédemment conviendra.

- **Armatures principales : 3Ø8 = 1,51 cm²** avec un espacement de 25cm.
- **Armatures de répartition : 3Ø8 = 1,51 cm²** avec un espacement de 25cm.

III.2 PLANCHER

III.2.1 Calcul des planchers en corps creux

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III.2.2 Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de **4cm** d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé **(TLE 520)** ayant pour but de :

***** Limiter les risques de fissurations par retrait.

***** Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

***** Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : **(BAEL91 B.6.8, 423)**

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

***20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).

***33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles**

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

Avec

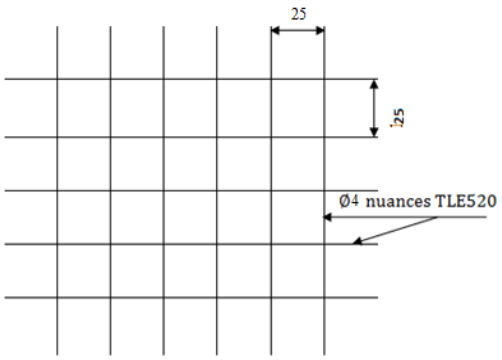
$A_{\perp}$: la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise en MPa.

L : distance entre axes des poutrelles en cm.

$$A_{\perp} \geq \frac{4x65}{520} = 0{,}5cm^2/ml$$

Soit $A_{\perp} = 4HA5 = 0{,}79\ cm^2/ml \quad avec \quad S_t = 25$ cm



- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : $A_{\parallel}$La section des armatures perpendicularités aux poutrelles.

$A_{\parallel} \geq \frac{0{,}79}{2} = 0{,}395$Cm²/ml.

Soit ; $A_{\parallel} = 4$HA5 = 0,79cm²/ml avec

S_t= 33cm.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles **(5*250*5*250mm².Treillis soudé de 25*25cm.**

III.2.2.1 Poutrelles

1. Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux de 0.95 KN/m^2 et le poids de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25……0.12 kN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95……...0.62 kN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : **……**1.00 kN/ml,

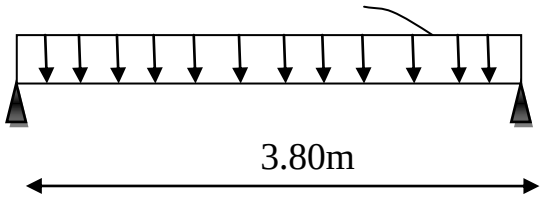
Charge permanente : **G =0.74 kN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q=1 kN/m**

a) Calcul à l'ELU

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

q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35*0,74 + 1,5*1= 2,5KN/ml



- **Moment maximale**

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5\ x\ 3,8^2}{8} = 4,51KNm.$

- **L'effort tranchant**

$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5\ x\ 3,80}{2} = 4,75KN$

- **Ferraillage**

Soit l'enrobage c = 2cm avec : b=12cm ; h=4cm ; d = h - c = 2cm.

$$\mu_u = \frac{M_U}{bdf_{bu}} = \frac{4,51 * 10^2}{12\ x\ 2^2\ x\ 1,42} = 6,62$$

μ_u = 6,62 >>>$\mu_1 = 0,392$ ⇒ La section est doublement armée.

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires**

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$M_l = \mu_1 . b . d^2 . f_{bu}$

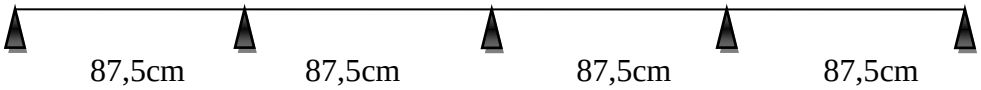
M_l= 0,392 x120 x 20² x 14,2*10^{-6} = 0,267

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}}\ l_{max} = \sqrt{\frac{8\ x\ 0,267}{2,5}} = 0,92m$$

Pour les travées de 3,80 m, en doit prévoir $\frac{3,80}{0,92} \approx 5$ pieds droits répartis comme suit :

Pour les travées de 3,50m, en doit prévoir $\frac{3,50}{0,92} \approx 4$ pieds droits répartis comme suit :



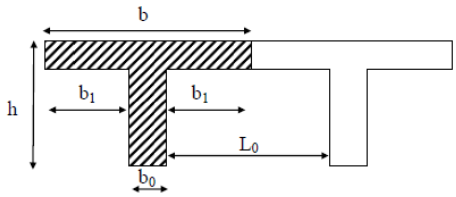
2. Calcul après le coulage de la dalle de compression

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

- **Dimensionnement et choix de la méthode de calcul**

  Selon le **B.A.E.L/Art A.4.1 ,3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

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



L : Distance de la plus grande travée : L= 560cm.
L_0 : Distance entre deux poutrelles.
L_0 = 65 – 12 = 53 cm.
b_0= 12cm

D'où $b_1 \leq \min\left\{\frac{380}{10}; \frac{53}{2}\right\}$

$b_1 = 26,5cm \Longrightarrow$ b = $2b_1$+ b_0= 2(26,5) +12 = 65cm

- **Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3moments.
- Méthode de Caquot.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

$Q < \max(2G, 5KN)$

- Plancher étage courant à usage d'habitation : G = 5,46 x 0,65=3,55 kN/ml :
  Q=1,5 x 0,65=0,975KN/ml

Q=0,975KN/ml <$2G = 7,1KN/ml$ ……**condition vérifiée.**

- Plancher terrasse inaccessible: G = 5,61 x 0,65=3,65 kN/ml ; Q= 1 x 065=0,65KN/ml

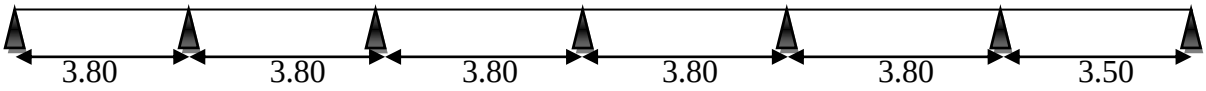
Q= 0,65KN/ml < 2G= 7,3 KN/ml ……condition vérifiée.

- Plancher étage de service ; G = 5,46 x 0,65=3,55 kN/ml ; Q=2,5 x 0 ,65=1,625KN/ml.
  Q= 1,625KN/ml < 2G= 7,1 KN/ml ……**condition vérifiée**

- Plancher RDC à usage commercial : G = 5,46*0,65=3,55 kN/ml; Q= 3,5KN/ml
  Q=2,275KN/ml $<2G = 7{,}1KN/ml$ ……**condition vérifiée**

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
   La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes ……**condition vérifiée**

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



Application numériques : $\mathbf{0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25}$

$\frac{3,80}{3,8} = 1$; $\frac{3,80}{3,50} = 1,086$ ……**condition vérifiée**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

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

b) Principe de la méthode forfaitaire

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M0 entravée, celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode forfaitaire**

  Le rapport (**α**) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$ …… $\alpha = 0 < \alpha < \frac{2}{3}$

  $\mathbf{M_0}$: la valeur du moment max dans la travée indépendante :$\mathbf{M_0 = \frac{ql^2}{8}}$

  l : La longueur entre nus des appuis.

  $\mathbf{M_w}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

  $\mathbf{M_e}$: la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

  $\mathbf{M_t}$: le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes

- $\mathbf{M_t \geq \max\{1.05\ M_0; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}}$
- $\mathbf{M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0}$Dans une travée intermédiaire.
- $\mathbf{M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0}$ Dans une travée de rive.

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

0.6 M_0 : pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M_0 : pour les appuis de rive semi encastrés.

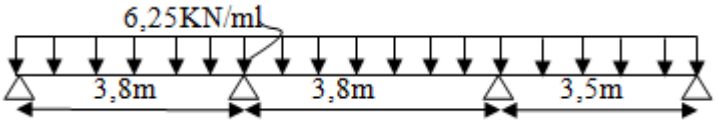
- **Application de la méthode**

On à la surcharge de RDC (Q=3,5KN/m²), et l'étage courant de service (Q=2,5KN/m²), et l'étage courant d'habitation (Q=1,5KN/m²). Donc on prend le cas le plus défavorable (Q= 3,5KN/m² ; G=5,46KN/m²).

III.2.3 Calcul du plancher étage courant

a. Calcul de la poutrelle à trois travées

q_u= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 1,5) x 0,65 = 6,25kN/ml.

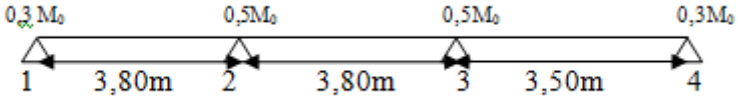


$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,46} = 0,215$$

$M_{01} = M_{02} = \frac{6,25\ x\ 3,8^2}{8} = 11,28kN.m$

$M_{03} = \frac{6,25\ x\ 3,5^2}{8} = 9,57KN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**



M_1= 0,3M_{01} = 3, 38 KN.m

$M_2 = \max\{0,5(M_{01}, M_{02})\} = 5,64\ KN.m$

$M_3 = \max\{0,5(M_{02}, M_{03})\} = 5,64\ KN.m$

M_4= 0,3M_{03} = 2, 87 KN.

- **Calcul des moments en travée**

(1+0,3α) = 1,064 > 1,05 et $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,632$

Travée de rive (1-2)

Soit : $M_{t1.2} \geq 1,064M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} =$ 7,49KN. **m** $\Longrightarrow$ $M_{t1.2}$=7,49 KN.m

$M_{t1.2} \geq 0,632M_{01}$ = 7,12 KN.m

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1{,}064M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 6{,}36$ KN. m

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{02} = 7{,}12$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t2.3}$=7,12KN.m

Travée de rivé : 3-4

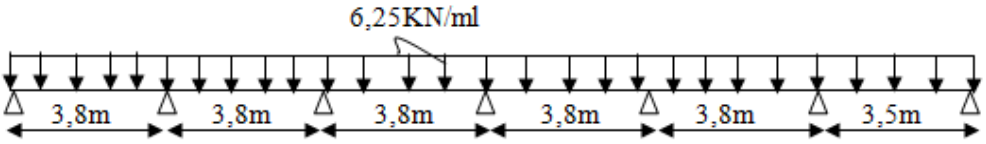
$M_{t3.4} \geq 1{,}064M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 5{,}92$KN. m

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{03} = 6{,}05$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t3.4}$= 6,05KN.m

b. Calcul de la poutrelle à six travées

q_u= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 1,5) x 0,65 = 6,25kN/ml.

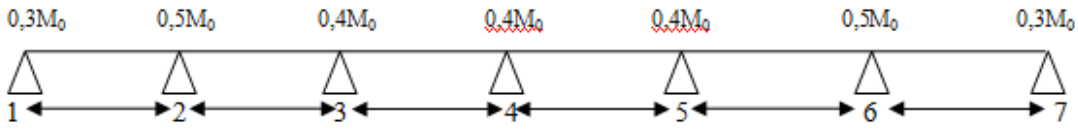


$$\alpha = \frac{1{,}5}{1{,}5 + 5{,}46} = 0{,}215$$

M_{01}= M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = $\frac{6{,}25\ x\ 3{,}8^2}{8} = 11{,}28kN.m$

$M_{06} = \frac{6{,}25\ x\ 3{,}5^2}{8} = 9{,}57KN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**



M_1= 0,3M_{01} = 3, 38 KN.m

$M_2 = \max\{0{,}5(M_{01}, M_{02})\} = 5{,}64KN.m$

$M_3 = M_4 = M_5 = \max\{0{,}4(M_{02}, M_{03})\} = 4{,}51\ kN.m$

$M_6 = \max\{0{,}5(M_{05}, M_{06})\} = 5{,}64\ KN.m$

M_7 =0,3M_6 = 2,87 KN.

- **Calcul des moments en travée**

(1+0,3α) = 1,064 > 1,05 et $\frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} = 0{,}632$

Travée de rive (1-2)

Soit : $M_{t1.2} \geq 1{,}064M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} =$ 7,49 KN. m

$M_{t1.2} \geq 0{,}632M_{01}$ = 7,13 KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t1.2}$= 7,49 KN.m

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1{,}064M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 6{,}92KN.m$

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{02} = 7{,}13\ KN.m$

$\Longrightarrow$ $M_{t2.3}$= 7,13KN.m

Travée intermédiaire 3-4

$M_{t3.4} \geq 1{,}064M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 7{,}49KN.m$

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{03} = 7{,}13\ KN.m$

$\Longrightarrow$ $M_{t3.4}$ = 7,49KN.m

Travée intermédiaire 4-5

$M_{t4.5} \geq 1{,}064M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} = 7{,}49KN.m$

$M_{t4.5} \geq 0{,}632M_{04} = 7{,}13\ KN.m$

$\Longrightarrow$ $M_{t4.5}$=7,49KN.m

Travée intermédiaire 5-6

$M_{t5.6} \geq 1{,}064M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} = 6{,}92KN.m$

$M_{t5.6} \geq 0{,}632M_{05} = 7{,}13\ K$

$\Longrightarrow$ $M_{t5.6}$ = 7,13KN.m

Travée de rive 6-7

$M_{t6.7} \geq 1{,}064M_{06} - \frac{M_6+M_7}{2} = 5{,}93KN.m$

$M_{t6.7} \geq 0{,}632M_{06} = 6{,}05\ KN.m$

$\Longrightarrow$ $M_{t6.7}$= 6,05KN.m

- **Calcul des efforts tranchants**

$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$ $\qquad$ $T_e = T_w + qL$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	3,38	5,64	4,51	4,51	4,51	5,64
M_e	5,64	4,51	4,51	4,51	5,64	2,87
T_w	-12,47	-11,58	-11,87	-11,87	-12,17	-10,14
T_e	11,28	12,17	11,88	11,88	11,58	11,73
M_t	7,49	7,13	7,49	7,49	7,13	6,05

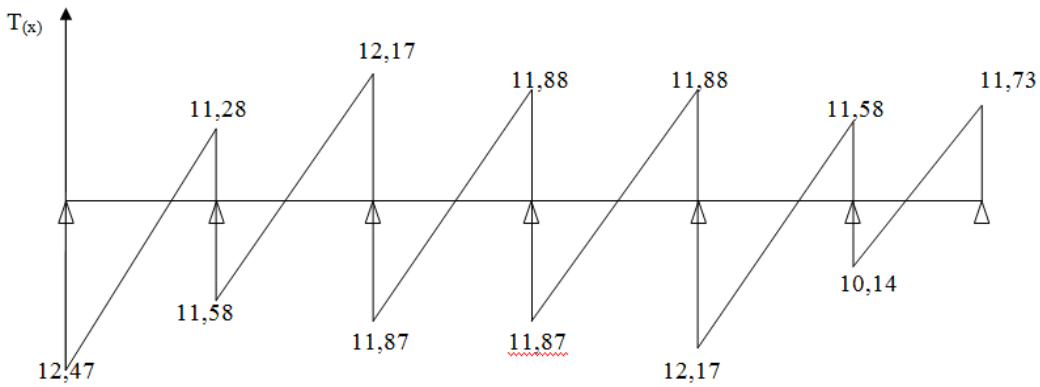


Diagramme des Efforts tranchants à l'ELU en (KN)

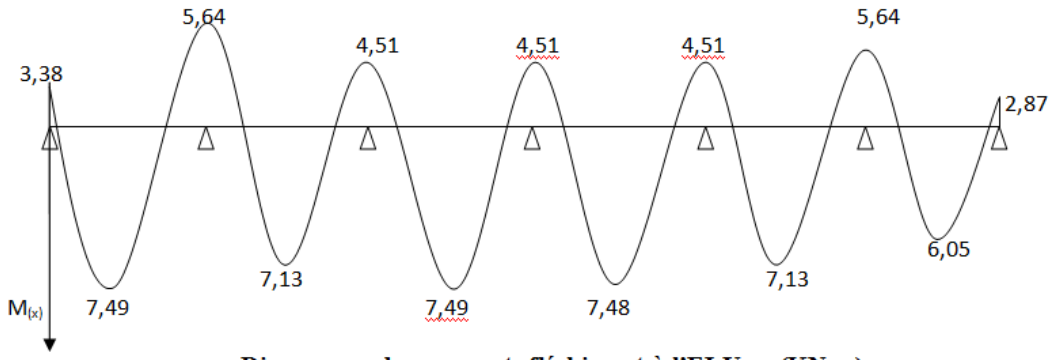
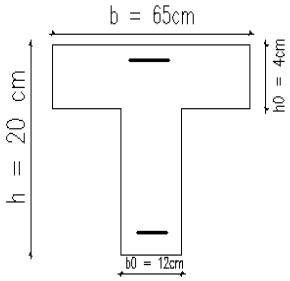


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m)

- **Calcul des armatures longitudinales à L'ELU**

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

En travée : M^t_{max}= 7,49 kN.m



- **Position de l'axe neutre**

Si $M^t_{max} \geq M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M^t_{max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$M_{tab} = b * h_0 * f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65\ x\ 0{,}04\ x\ 14{,}2\ x\ 10^3 \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}072 KN.m$

M^t_{max}= 7,49kN.m<M_{tab}= 59,072KN.m

Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b*h).

$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7{,}49 \text{ x } 10^2}{65 \text{ x } 18^2 \text{ x } 1{,}42} = 0{,}025 < 0{,}392$ $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0{,}025 \Rightarrow \beta = 0{,}9875$

$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{7{,}49\ x\ 10^2}{0{,}9875\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}21 cm^2$ **Soit : 3HA10 = 2.36 cm²**

Aux appuis : M_a^{max} = 5,64 KN.m

$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5{,}64 \text{ x } 10^2}{12 \text{ x } 18^2 \text{ x } 1{,}42} = 0{,}102 \text{ cm}^2$

$\mu_b = 0{,}102 < 0{,}392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_b = 0{,}102 \Rightarrow \beta = 0{,}946$

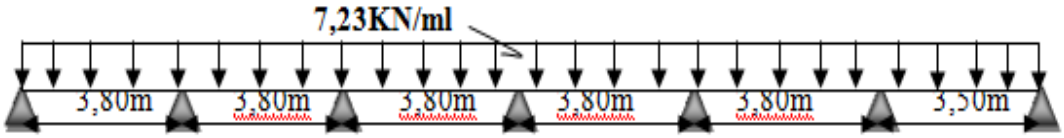
$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{5{,}64 * 10^2}{0{,}946\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 0{,}95 cm^2$

Soit : 1HA12 = 1,13 cm²

III.2.4 Calcul du plancher étage service

a. Calcul de la poutrelle

q_u= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 2,5) x 0,65 = 7,23kN/ml.

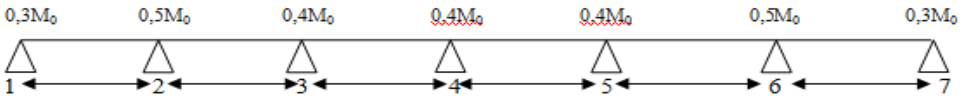


$$\alpha = \frac{2,5}{2,5 + 5,46} = 0,314$$

$M_{01}= M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = \frac{8,2\ x\ 3,8^2}{8} = 13,05kN.m$

$M_{06} = \frac{8,2\ x\ 3,5^2}{8} = 11,07kN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**



M_1= 0,3M_{01} = 3, 91 KN.m

$M_2 = \max\{0,5(M_{01}, M_{02})\} = 6,52\ KN.m$

$M_3 = M_4 = M_5 = \max\{0,4(M_{02}, M_{03})\} = 5,22\ kN.m$

$M_6 = \max\{0,5(M_{05}, M_{06})\} = 6,52\ KN.m$

M_7 =0,3M_6 = 3, 32 KN.m

- **Calcul des moments en travée**

$(1+0,3\alpha)$ = 1,094 > 1,05 et $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,647$

Travée de rive (1-2)

Soit : $M_{t1.2} \geq 1,094M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} =$ 9,06KN. m $\Longrightarrow$ M_{01} = 8,44 KN.m

$M_{t1.2}$= 9,06KN.m $M_{t1.2} \geq 0,647$

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1,094M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 8,41KN.m$ $\Longrightarrow$ Mt2.3 = 8,44KN.m

$M_{t2.3} \geq 0,647M_{02}$ = 8,44 KN.m

Travée intermédiaire 3-4

$M_{t3.4} \geq 1,094M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 9,06KN.m$ $\Longrightarrow$ $M_{t3.4}$ = 9,06KN.m

$M_{t3.4}$ = 9,06KN.m $M_{t2.3} \geq 0,647.M_{03}$ = 8,44 KN.m

Travée intermédiaire 4-5

$M_{t4.5} \geq 1{,}094M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} = 9{,}06KN.m$ ⟹ $M_{t4.5} = 9{,}06KN.m$

$M_{t4.5} = 9{,}06KN.m$ $M_{t4.5} \geq 0{,}647M_{04} = 8{,}44\ KN.m$

Travée intermédiaire 5-6

$M_{t5.6} \geq 1{,}094M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} = 8{,}41KN.m$ ⟹ $M_{t5.6} = 8{,}44KN.m$

$M_{t5.6} \geq 0{,}647M_{05} = 8{,}44\ KN.m$

Travée de rive 6-7

$M_{t6.7} \geq 1{,}094M_{06} - \frac{M_6+M_7}{2} = 7{,}19KN.m$ ⟹ $M_{t6.7} = 7{,}19KN.m$

$M_{t6.7} = 7{,}19KN.m$ $M_{t6.7} \geq 0{,}647.M_{06} = 7{,}16KN.m$

- **Calcul des efforts tranchants**

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

Avec : T_w, T_e efforts tranchant sur appuis de gauche vers la droite respectivement.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchantsdans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w	3,91	6,52	5,22	5,22	5,22	6,52
M_e	6,52	5,22	5,22	5,22	6,52	3,32
T_w	-14,42	-13,39	-13,74	-13,74	-14,08	-11,74
T_e	13,05	14,08	13,73	13,73	13,39	13,56
M_t	9,06	8,44	9,06	9,06	8,44	7,19

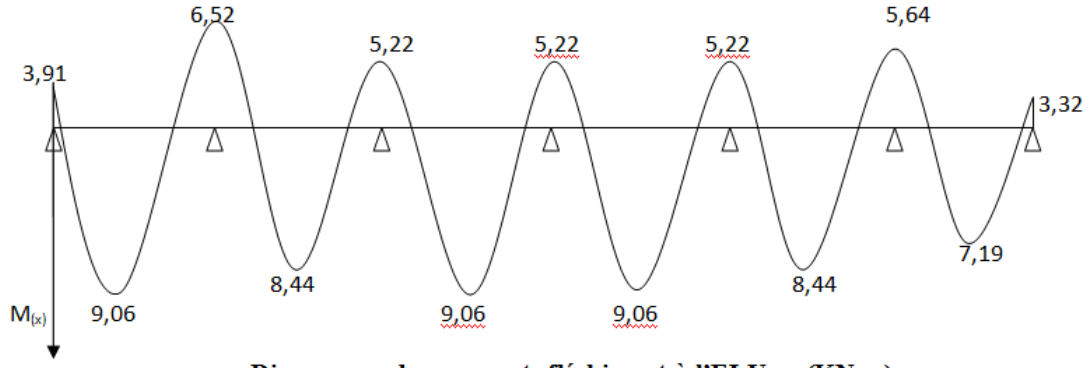


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m)

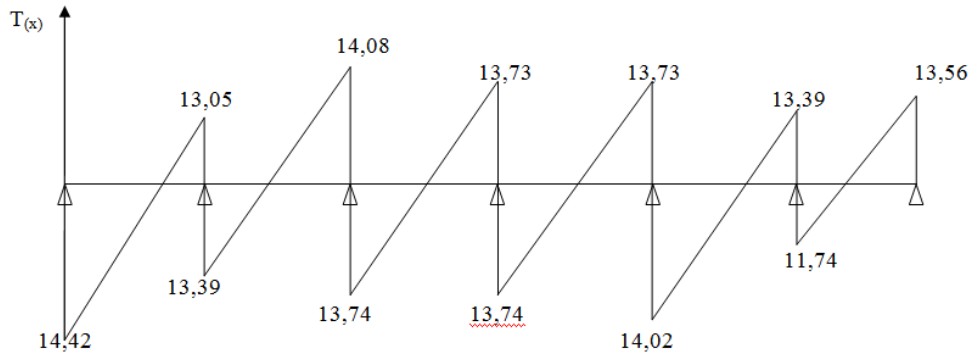
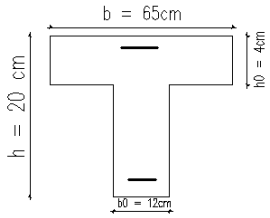


Diagramme des Efforts tranchants à l'ELU en (KN)

b. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.



En travée : M^t_{max}= 9,06 kN.m

- **Position de l'axe neutre**

Si $M^t_{max} \geq M_{tab} \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M^t_{max} < M_{tab} \Longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = b.h_0.f_{bu}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65\ x\ 0{,}04\ x\ 14{,}2\ x\ 10^3\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}072\text{KN.m}$$

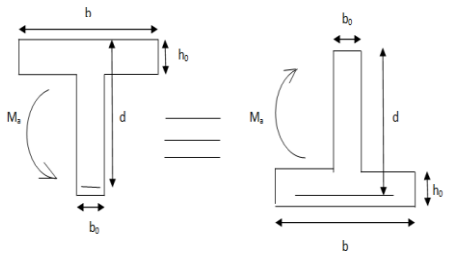
M^t_{max}= 9, 06 kN.m<M_{tab}= 59,072KN.m

Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b*h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{9{,}06\ x\ 10^2}{65\ x\ 18^2\ x\ 1{,}42} = 0{,}030 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \text{ La section est simplement armée.}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0{,}030 \Rightarrow \beta = 0{,}985$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{9{,}06\ x\ 10^2}{0{,}985\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}47cm^2$$



Soit : 3HA10 = 2,36 cm².

Au appuis :

M_a^{max} = 6,52 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2\ f_{bu}} = \frac{6{,}52\ x\ 10^2}{12\ x\ 18^2\ x\ 1{,}42} = 0{,}12\ \text{cm}^2$$

$\mu_b = 0{,}12 < 0{,}392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu_b = 0{,}12 \Rightarrow \ \beta = 0{,}994$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{6{,}52\ x\ 10^2}{0{,}994\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}05 cm^2$$

Soit : 1HA12 = 1,13 cm².

c. Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure (Art. A.5.3,2/BAEL91)**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_t^{max} b_1}{1{,}8 . d . b . h_0} \leq \bar{\tau}_u$ avec $\bar{\tau}_u = min\left\{0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3{,}33MPa$

$$\tau_u = \frac{V_t^{max}(b - b_0)}{1{,}8\ .d.b.h_0} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3\ x(650 - 120)}{1{,}8\ x\ 180 x 650 x\ 40} = 0{,}89MPa$$

$\tau_u = 0{,}89MPa < \bar{\tau_u} = 3{,}33MPa$ ……**Condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset\right\}$$

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; \mathbf{10}\right\} = 5{,}71\text{mm}$$

Soit : $\emptyset = \mathbf{0,55}cm$

$A_t = \frac{2.\pi.\emptyset^2}{4} = \frac{2x\ 3{,}14\ x\ 0{,}55^2}{4} = 0{,}47cm^2$, Donc $\mathbf{A_t}$**= 2Ø6 = 0,57cm².**

- **Espacementdesarmaturestransversales**

$\boldsymbol{S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = 16,2cm}$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \frac{A_t.09 f_e}{(\tau_u - 0{,}3 f_{t28}) b_0 \gamma_s} = \frac{0{,}57\ x\ 0{,}9\ x\ 400}{(0{,}89 - 0{,}3\ x\ 2{,}1)\ x\ 12\ x\ 1{,}15} = 57{,}19\text{cm}$$

St≤ min (16,2; 39,48) =16.2

On opte pour St=15cm

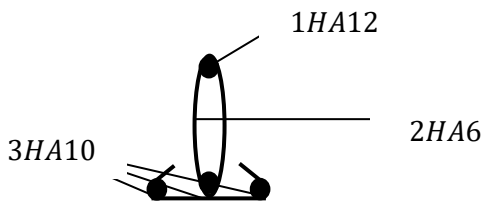


Schéma de ferraillage de la poutrelle

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**
- On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

En travée

A_{min} =0,23.b.d.$\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23x65x18x0,21}{40} = 1,41cm^2$

$A = 2,36cm^2 > A_{min} = 1,41cm^2$……**Condition vérifiée.**

Aux appuis

A_{min} =0, 23.b_0.d.$\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23x12x18x0,21}{40} = 0,26cm^2$

$A = 1,13cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2$ …….. **Condition vérifiée.**

- **Contrainte tangentielle (Art A.5.1 ,1/BAEL91)**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} = \frac{14,08\ x\ 10^3}{120\ x\ 180} = 0,65MPa$$

Avec $\bar{\tau}_u = 3,33MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$……**condition vérifié.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art.A.6.1 ,3)**

On doit vérifier :$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5\ x\ 2,1 = 3,15MPa$ Avec $\psi_s = 1,5$ (pour les aciers de H.A)

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

j$\sum U_i = n\pi\phi = 3,14\ x\ 10 = 31,4mm$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d\sum U_i} = \frac{14,08\ x\ 10^3}{0,9\ x\ 180\ x\ 31,4} = 2,76\ MPa$$

$\tau_{se} = 2,76\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa$ ……..**condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres (Art A.6.1,22/ BAEL91)**

$$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} contrainte d'adhérence à l'ancrage

$$\tau_{su} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,832\ MPa$$

$$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1\ x\ 400}{4\ x\ 2,832} = 35,31cm$$ On prend : $l_s = 40cm$

Les règles de BAEL 91 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 $0.4l_s$pour les aciers H.A **; Donc** :$l_c = 16$ cm

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures Appuis de rive (Art 5.1, 312 / BAEL91)**

On doit vérifier $A_{st\,\min a\ ancrée} \geq \frac{V_u^{max}}{\overline{\sigma_{st}}}$

$$\frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{348\ x\ 10^2} = 0{,}4\ cm^2$$

$A_{st\,\min a\ ancrée} = 1{,}13\ cm^2 > \frac{V_u^{max}}{\overline{\sigma_{st}}} = 0{,}4\ cm^2$……**condition vérifier**

- **Appuis intermédiaire (Art 5.1, 312 / BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0{,}9V_ud$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y encrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\begin{cases} V_u^{max} = \frac{M_{max}}{0{,}9d} \\ M_{max} = 6{,}52\ x\ 10^6 N.mm \end{cases}$$

$$0{,}9dV_u^{max} = 0{,}9\ x\ 180\ x\ 14{,}08\ x\ 10^3 = 2{,}28\ x\ 10^6 N.mm$$

$M_{max} > 0{,}9dV_u^{max}$ ⇒ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313)**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0{,}9b_0 d} \leq \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2\ x\ 14{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 120\ x\ 180} = 1{,}49\ MPa$$

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

$\sigma_{bc} = 1{,}49\ MPa < \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33\ MPa$……**condition vérifiée.**

- **Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 180\ x\ 120} = 0{,}745\ MPa$$

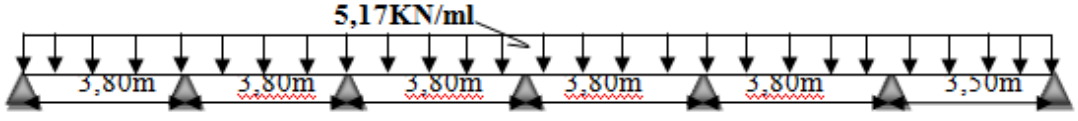
$$\frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1{,}3\ x\ 25}{1{,}5} = 21{,}67\ MPa$$

$\sigma_{bc} \leq \frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b}$……**condition vérifiée.**

d. Vérification à l'ELS

1) **Combinaison de charge**

$q_s = (G + Q)\ x\ 0{,}65 = (5{,}46 + 2{,}5)\ x\ 0{,}65 = 5{,}17\ KN/ml$



2) Calcul de la poutrelle

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient$\frac{q_s}{q_u}$.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,17}{7,23} = 0,715$$

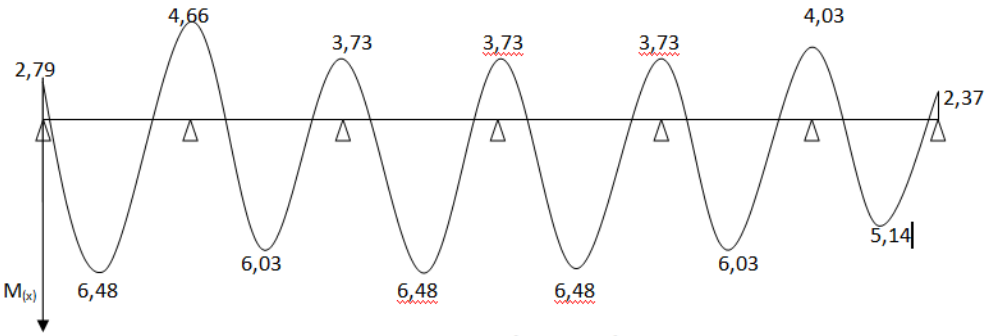


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m)

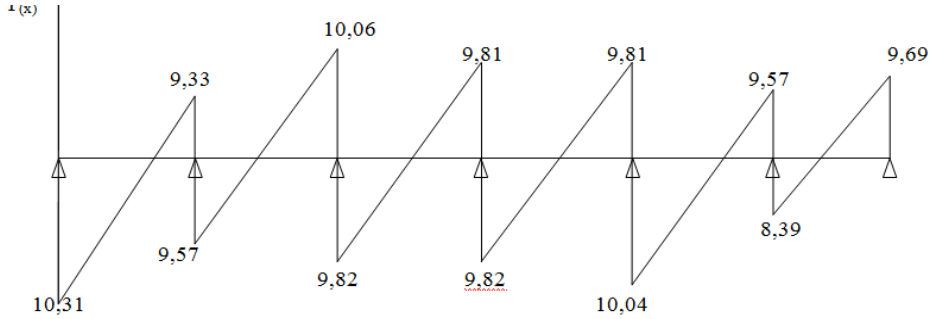


Diagramme des Efforts tranchants à l'ELS en (KN)

1) Etat limite de compression de béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

En travée

$M_{max}^{t} = 6,47KN.m$ **A= 2,36cm²**

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100\ x\ 2,36}{12\ x\ 18} = 1,09$$

De l'abaque en tire les valeurs de :$\beta_1 =$ 0 ,856 et K_1 = 19,72

- **Contrainte dans le béton**

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

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}^{-} = 0,6\ x\ 25 = 15MPa$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6,47\ x\ 10^6}{0,856\ x\ 180\ x\ 236} = 177,9\ MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177,9}{19,72} = 9,02MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ ……**condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{st} = 177{,}9\ MPa < \sigma_{st} = 348\ MPa$ ……**condition vérifiée.**

En appuis : $M_a^{max} = 4{,}66\ KN.m$ **A= 1,13cm²**

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100\ x\ 1{,}13}{12\ x\ 18} = 0{,}52$$

De l'abaque : $\rho_1 = 0{,}52 \beta_1 =$ 0,892 et K_1 = 31,30

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{4{,}66\ x\ 10^6}{0{,}892\ x\ 180\ x\ 113} = 256{,}84\ MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{256{,}84}{31{,}30}$$
$$= 8{,}20\ MPa$$
$$\sigma_{bc} = 8{,}20 MPa < \overline{\sigma_{bc}} \quad 15 MPa \text{……}$$**condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{sa} = 256{,}84\ MPa < \sigma_{st} = 348\ MPa$ ……**condition vérifiée.**

5) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{A}{b_0 d} > \frac{3{,}6}{f_e} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$$

$h/L = 20/380 = 0{,}052$ ……**Condition non vérifiée.**

$$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche

On doit vérifier : $f = \frac{5}{384}\ x\ \frac{q_s\ x\ l^4}{E_v\ x\ I_0} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7{,}6mm$$

Avec : L : la plus grande portée.

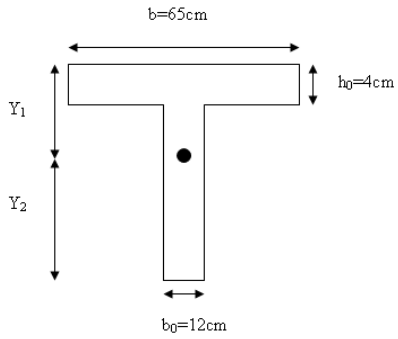
q_s5,17kN/ml

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\ MPa$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$\bar{f}$: Flèche admissible.

Position de l'axe neutre



$$Y_1 = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$Y_1 = \frac{\frac{(b.h_0)h_0}{2} + (h-h_0)b_0\ x\ \left[\frac{(h-h_0)}{2} + h_0\right] + 15Ad}{(b*h_0) + (h-h_0)b_0 + 15A}$$

$$Y_1 = \frac{\frac{(65.4).4}{2} + (20-4)12\ x\left[\frac{(20-4)}{2} + 4\right] + 15\ x\ 2{,}36\ x\ 18}{(65\ x\ 4) + (20-4)12 + 15\ x\ 2{,}36} = 7{,}10cm$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7{,}1 = 12{,}9cm$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité**

$$I_0 = (Y_1^3 + Y_2^3)\ x\ \frac{b_0}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A(Y_2 - C)^2$$

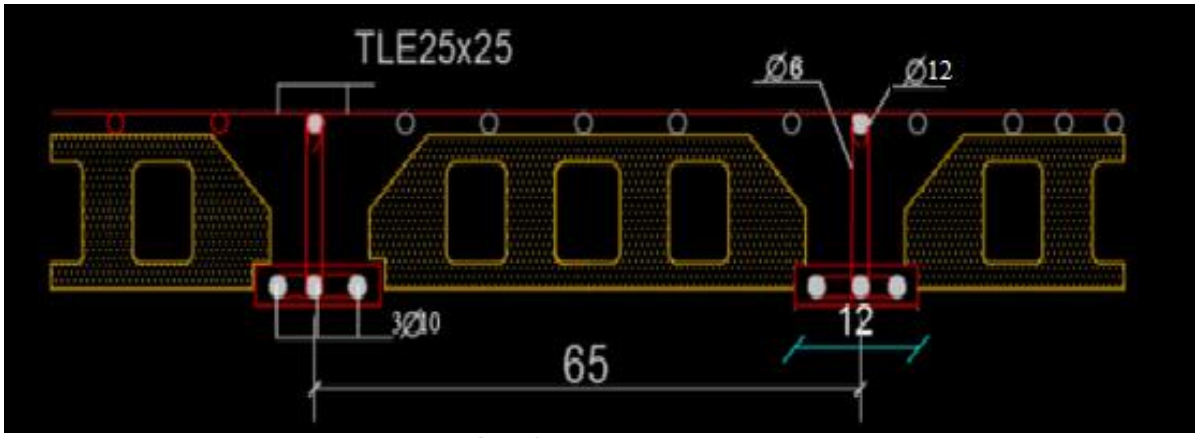
$$I_0 = (7{,}1^3 + 12{,}9^3)\ x\ \frac{12}{3} + (65-12)4\left[\frac{4^2}{12} + \left(7{,}1 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x2{,}36x(12{,}9-2)^2$$

$I_0 = 20021{,}054 cm^4$

Calcul de la flèche

$$\boldsymbol{f = \frac{5x5,17x3,8^4x10^8}{384x10819x20021,054} = 6,48mm}$$

$\boldsymbol{f = 6,48mm < \overline{f} = 7,6mm}$ **…….condition vérifié.**



Plan de ferraillage du plancher

III.3 ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Sur la figure on donne un schéma descriptif d'un escalier

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

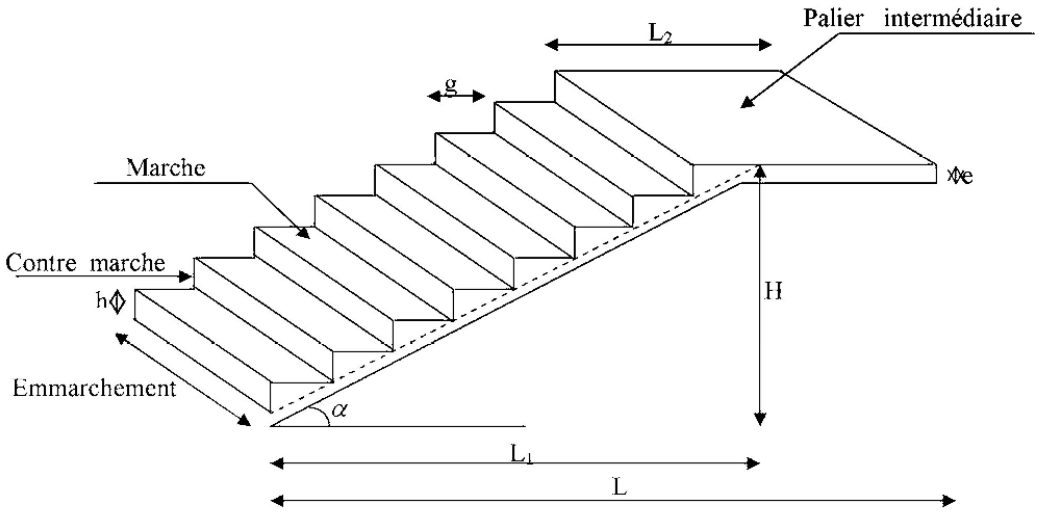


Fig..III.1 Principaux termes relatifs à un escalier

Avec :

g : giron

h : hauteur de la contre marche

e : épaisseur de la paillasse et du palier

H : hauteur d'une volée

L_1 : portée projetée de la paillasse

L_2 : largeur du palier

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier

III.3.1 Pré-dimensionnement

a) Pré-dimensionnement de l'escalier de rez de chaussée

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur les plans.

$60cm<g+2h<64cm$

On à les conditions suivantes :

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$\begin{cases} \mathbf{14cm<h<18cm} \\ \mathbf{60cm<g+2h\leq 64cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est : n= H/h Le nombre de marche (m) est : m= n-1

Le rapport **(r=h/g)** est appelé raideur d'escalier.
En habitation collective, l'emmarchement doit être supérieur ou égal à **120cm**.

La largeur du palier de repos est :

L_2>3g ou L_2>110cm

- **Application**

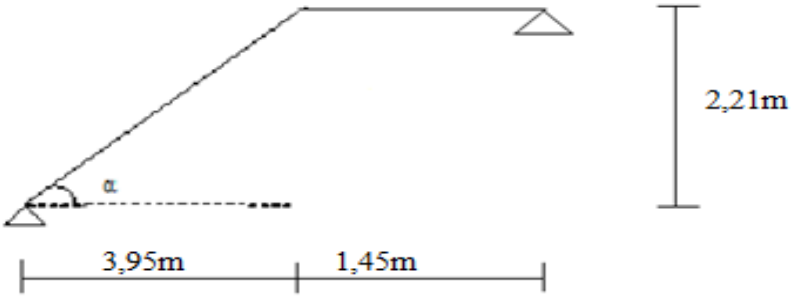


Fig III. 2 : schéma statique de l'escalier

Soit : g=30cm h=17cm (la hauteur idéale)

n= H/h = 221/17 = 13 ⟶ m = n – 1 =12

60cm< g+2h= 30+2(17) = 64 ≤ 64cm ⟶ **condition vérifiée**

-L'emmarchement est **L_2= 145cm.**

-La longueur de ligne de foulée : L_1= g(n-1) = 30(13-1) = **360**cm**.**

b) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes **:**

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$ Avec L : la portée de l'escalier.

Tgα= $\frac{H}{L}$ **=**$\frac{221}{395}$**= 0,5595** ⟶ α=29.23° ⟶ cosα=0,873

Cos α=$\frac{L1}{L0}$ ⟶ L_0=$\frac{L1}{cos\alpha}$ =$\frac{395}{0,873}$= 452.46 cm

L= 452.46+145=597, 46 cm

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{2}$ $\frac{597,46}{30} \leq e_p \leq \frac{597,46}{20}$ 19.915cm ≤ e_p ≤ 29,873cm

On adopt ep=20 cm

c) Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement et 1 ml de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au

niveau des paliers.

1- Les charges permanentes :

La paillasse

- Poids propre de la paillasse : $25x\frac{0.25}{cos29,23°}$ =5,7KN/ml
- Poids propre de la marche : $25x\frac{0,17}{2}$=2,125 KN/ml
- Poids de revêtement : -carrelage : 0,20 KN/ml
  -mortier de pose : 0,20 KN/ml
  -lit de sable : 18x0.02=0.36 KN/ml
  -enduit plâtre : 0.10 KN/ml
- Poids du garde-corps : 0.2KN/ml

G_{tot} =8,885 KN/ml

Le palier

- Poids propre du palier : 25x0,25=6,25 KN/ml
- Poids de revêtements : -carrelage : 0,20 KN/ml
  -mortier de pose : 0,20 KN/ml
  -lit de sable : 18x0,02=0.36 KN/ml
  -enduit plâtre : 0,10 KN/ml
- Poids du garde-corps : 0,2KN/ml

G_{tot}=6,06KN/ml

2- Les surcharges d'exploitation

-Paillasse : Q=2,5 KN/ml

-Palier : Q=2,5 KN/ml

3- Combinaisons de charges

- **ELU**

-Paillasse : q_u= 1,35G + 1,5Q = 1,35(8,885) + 1,5(2,5) = 15,74 KN/ml
-Palier : q_u= 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,06) + 1,5(2,5) = 11,93 KN/ml

- **ELS**

-Paillasse : q_s= G+Q= 8,885 + 2,5 = 11.38 KN/ml
-Palier : q_s= G+Q= 6,06+ 2,5 = 8,56 KN/ml

III.3 Calcul a l'ELU

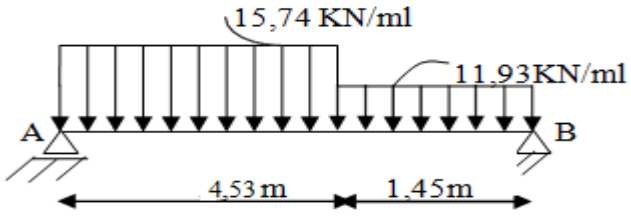


Fig III.2 : schéma Statique de l'escalier à l'ELU

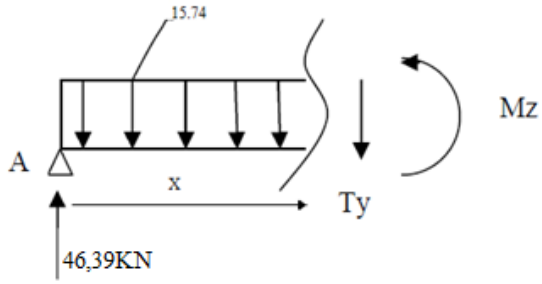
Calcul les réactions d'appuis

$\sum F/yy' = 0 \longrightarrow R_A + R_B$

$\sum F/yy' = 0 \longrightarrow R_B = 42{,}21KN \longrightarrow R_A = 46{,}39KN$

Calcul des efforts interne

Tronçon 1 : $0 < x < 4{,}53m$

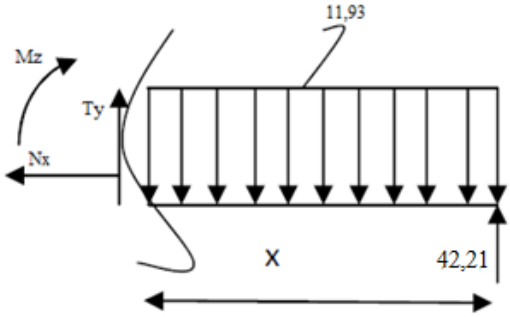


$\sum F/yy' = 0 \longrightarrow Ty = -15{,}75x + 46{,}39$

$\sum M/G = 0 \longrightarrow Mz = 46{,}39x - 15{,}74\, x^2/2$

X (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
0	46,39	0
4,53	-24,94	48,64

Tronçon2 : $0 < x < 1{,}45m$



$\sum F/yy' \longrightarrow Ty = 11{,}93x - 42.21$

$\sum M/G = 0 \longrightarrow Mz = 37{,}17x - 11{,}93\, x^2/2$

x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
0	-42,21	0
1,45	-24,94	48,66

Calcul de Mmax

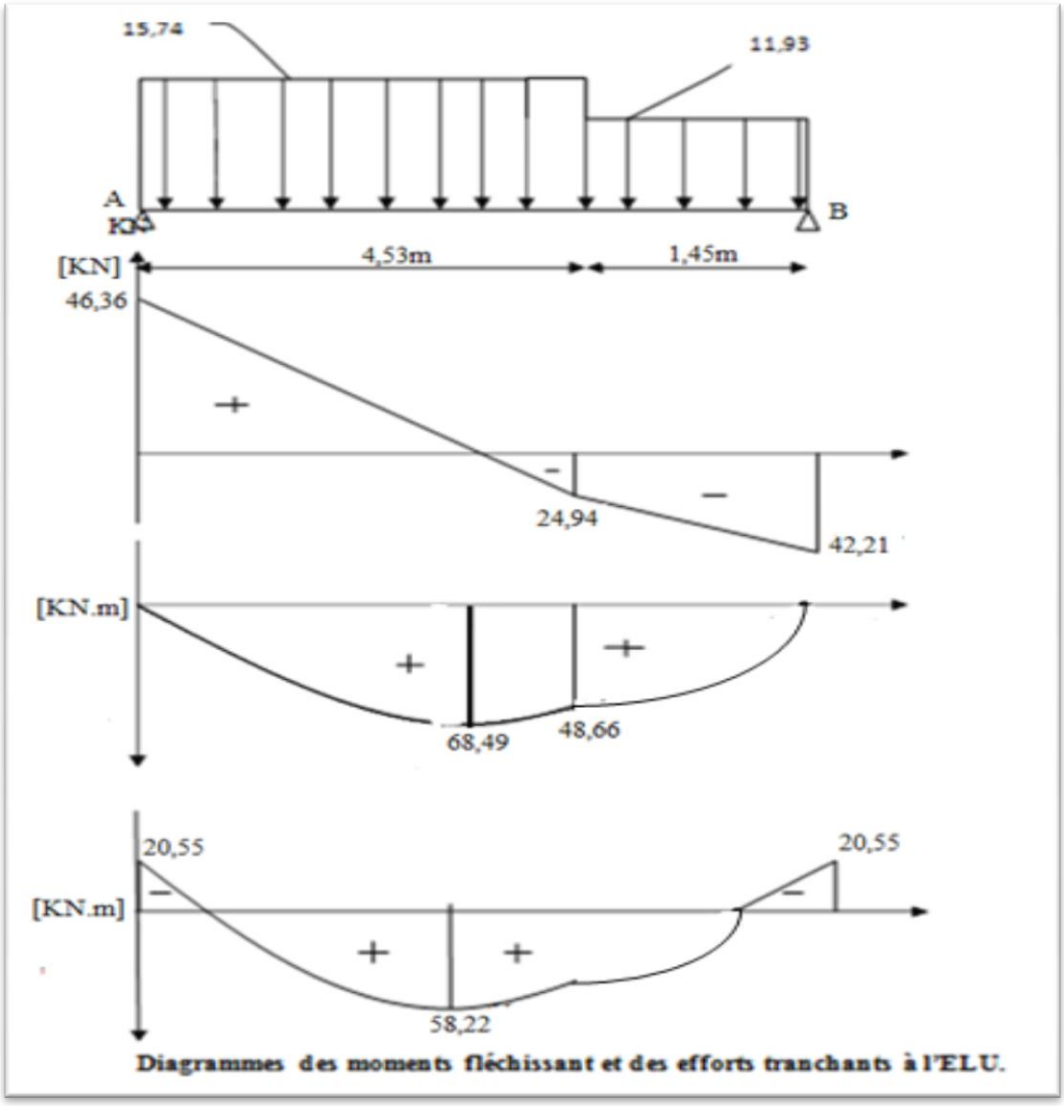
$dMz(x)/dx = -Ty$ donc $Ty = 0 \longrightarrow Mz = M_{max}$ **Ty=0** $Ty = -15{,}74x + 46{,}39 = 0$ $x = 2{,}95m$

$Mz\,(2{,}95) = 41{,}76(2{,}95) - 15{,}74\,(2{,}95)^2/2 = 68{,}49$ KN.m

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mu_{max} au niveau des appuis et en travée.

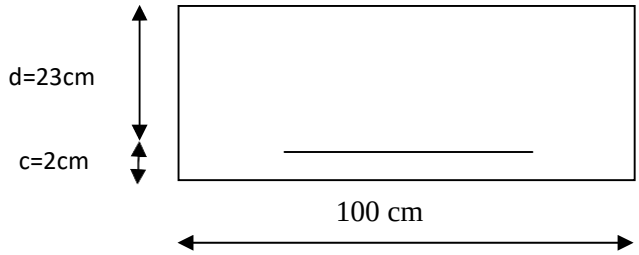
$Mu_{ap} = (-0.3)\, M\, u_{max} = (-0.3) \times 68{,}49 = -20{,}55KN.m$
$Mu_{tra} = (0.85)\, Mu_{max} = (0.85) \times 68{,}49 = 58{,}22$ KN.



Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.4 Ferraillage

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.



a) Armatures principales

-Aux appuis

d=23cm b =100cm c =2cm

$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}$=14,2MPa

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{20,55\times10^3}{100\times23^2\times14,2}$=0,027

$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ β=0,987

⇒La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{20,55\times10^3}{0,987\times23\times348}$=2,60cm² On opte pour **4HA10=3,14cm² S_t=25cm**

-En travée

$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58,22\times10^3}{100\times23^2\times14,2}$=0,077

$\mu < \mu_l$=0,392 ⟶ β=0,987 ⇒La section est simplement armée

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{58,22\times10^3}{0,987\times23\times348}$=7,37cm²

On opte pour **5HA14 =7,70cm²** avec **St=20cm²**

b) Armatures de répartition

-Aux appuis

$\mathbf{A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4}}$ =0,785cm² on opte pour **4HA8=2,01cm²** avec St=25cm

-En travée :

$\mathbf{A_t = \frac{A_t}{4} = \frac{7,70}{4}}$ =1,92cm² on opte pour **4HA8=2,01cm²** avec St=25cm

III.5 Vérifications à l'ELU

1- Condition de non fragilité

$A \geq A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times100\times23\times2,1}{400}$=2,78cm²

Aux appuis : A_a=3,14cm²>A_{min}=2,78cm²

En travées : A_t=7,70cm²>A_{min}=2,05cm² **condition vérifiée**

2- Espacement des armatures (BAEL 91Art A.8.2.4.2)

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

-Armature principal

$S_t \leq$Min (3h ; 33cm) =33cm

Aux appuis : S_t=25≤ $33cm$

En travées : S_t=25≤33cm **condition vérifiée**

-Armatures secondaires

$S_t \leq$Min (4h ; 45cm) =33cm

Aux appuis : S_t=25cm≤45cm

En travées : S_t=25cm≤ 45cm **conditions vérifiée**

3-Vérification à l'effort tranchant

$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$

τ_u=$\frac{41,76\times10^3}{100\times170}$=0,12MPa

$\bar{\tau}_u$ =$min\{3,33; 5MPa\}$=3,33MPa

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

4-Vérification de l'adhérence d'entraînement de la barre (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ =$\Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9d\sum u_i}$ Avec $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i$ = n$\pi\emptyset$ =$5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98$cm

$$\tau_{se} = \frac{41,76 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 339,1} = 0,92MPa$$

$\tau_{se} = 0,92 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

5-Influence de l'effort tranchant aux appuis

-Influence sur le béton (BAEL 91/ Art5.1.313)

T_u=0,4b. 0,9d $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

T_u=41,76KN≤$0,4\times 100 \times 0,9 \times 23 \times \frac{25}{1,5} 10^{-1}$=1380KN

T_u=41,76KN≤1380KN $\longrightarrow$ Condition vérifiée

-Influence sur les aciers (BAEL 91/ Art5.1.313)

$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d}\right)\frac{1,15}{f_e}$ $\Rightarrow$ $2,01 \geq \left(46,36 + \frac{20,55}{0,9\times2,3}\right)\frac{1,15}{400}$=0,16cm²

2,01cm²> $0,22cm^2 \longrightarrow$ condition vérifiée

6-Ancrage des barres aux appuis

l_s=$\frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se}4}$ avec : $\bar{\tau}_{se}$=$0,6\Psi_s^2 f_{t28}$=2,835MPa

Ψ_s=1,5 f_{t28}=2,1MPa

l_s=$\frac{1,2\times400}{4\times2,835}$=42,32cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_S$ = 16,93 soit 17cm.

III.6 Calcul à l'ELS

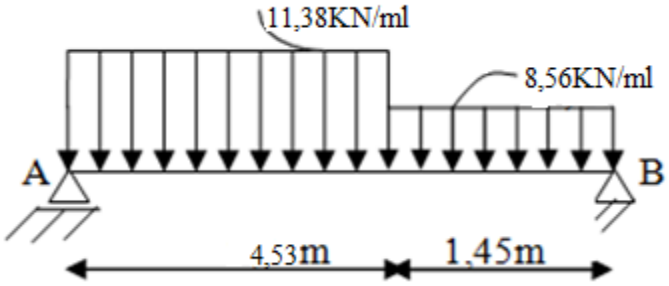


Figure III.2.3 schéma statique a L'ELS

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

Ra=33,5KN

Rb= 30,46 KN

Mmax= M (2,95) = 49,31 KN.m

Tmax= 30,15 KN0

Mt= 0,85 x Mmax = 41,91 KN.m

Ma= -0,3 x Mmax = -14,79 KN.m

a- Etat limite de compression de béton(ArtA.4.5.2/BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que:

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6f_{t28}=15MPa

Aux appuis

ρ_l=$\frac{100.A_a}{bd}$ = $\frac{100\times3,14}{100\times23}$ =0,136 ⇒ α= 0,183 et β=0,939 et k=66,97

σ_{sa}=$\frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}}$=$\frac{14,79\times10^3}{23\times0,930\times2,01}$=344 MPa ≤ $\bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

σ_{bc}=$\frac{\sigma_{sa}}{K_1}$=$\frac{344}{66,97}$ =5,15MPa

$\sigma_{bc} = 5,15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

b- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/ArtA.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$.

$\frac{h}{L}=\frac{20}{598}$= 0,033<0,06 **condition non vérifiée**

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

A_t : Section d'armature en travée.
M_t : Moment max en travée.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier

h : Hauteur de la poutre
L : Longueur libre de la plus grande travée
M_0 : Moment max isostatique

-Calcul de la flèche

$f = \frac{5.q.L^4}{384.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{598}{500}$= 1,20 cm (BAEL.Art.b.6.5.3)

Avec :

Ev : Module de déformation longitudinal déférée.

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

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

$\bar{f}$**:** Flèche admissible pour L étant plus ou égalà5m.

(BAEL.Art.b.6.5.3)

Q=max ($q_{paillasse}$;q_{palier})=11,38KN/ml

$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15At(V_2 - c)2$Avec : $V_1=\frac{\frac{bh^2}{2}+15A_t.d}{bh+15A_t}$

$V_1 = \frac{\frac{100\times25^2}{2}+15\times7,70\times23}{100\times25+15\times7,70} = 12,96$ cm

V_1=12,96cm ⟶ V_2=h-V_1=25-12,96 =12,04cm

$I = \frac{100}{3}((14,79)^3 + (12,04)^3) + 15 \times 7,70(12,04 - 2)^2 = 178511,24\text{cm}^4$

$f = \frac{5\times11,38\times(598)^4}{384\times108188,6\times178511,24} = \mathbf{0,98cm}$

f =0,98 cm< $\bar{f}$=1,20 cm ⟶ **condition vérifiée**

III.4 La poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier ainsi que le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastrée dans les deux poteaux de la cage d'escalier et sa portée est L =3.80 m.

III.4.1 Pré-dimensionnement

-La hauteur

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25{,}33cm \leq h \leq 38cm$

Selon RPA99 modifié 2003 ht≥30cm ⇒ on opte : pour ht≥35cm

-La largeur

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5cm$

b≥20cm

Selon le RPA99 modifié 2003 $\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow$ **b=25cm**

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de **(25×35)** cm²

a) Détermination des charges et surcharges

- **Poids propre de la poutre**

Palier : $G_{pA}=0{,}25\times 0{,}35 \times 25=2{,}18KN/ml$

- **Poids du mur de façade**

Gm = (5,47 – 0,35) x 2,27 = 12,29 KN/ml

- **Poids total**

Palier : G=2,18+12,29=14,47KN/ml

Les réactions d'escalier sur la poutre :

à l'ELU :R=42,21 KN/ml

à l'ELS :R=30,46 KN/ml

b) Combinaison de charges

- **A l'ELU**

$q_u=(1{,}35 \times G + R_b)$

Palier : $q_u=(1{,}35 \times 14{,}47 + 42{,}21)=61{,}74KN/ml$

- **A l'ELS**

$q_s=(G + R)$

Palier : $q_s=(14{,}47 + 30{,}46)=26{,}69KN/ml$

III.4.2 Calcul à l'ELU

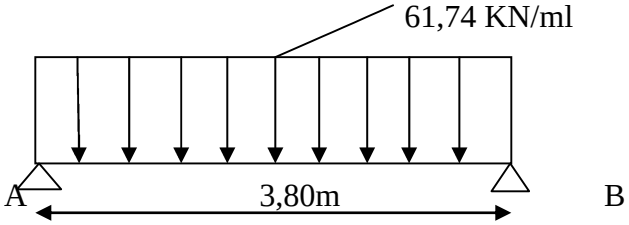


Figure III.1. Schéma statique du calcul de la poutre palière

Calcul des réactions d'appuis

$R_A=R_B= q_u x L/ 2 = 61,74 \times 3,80 / 2 = 74,48$ kN

Les efforts internes

$T_y= q_u x L/ 2 = 61,74 \times 3,80 / 2 = 74,48$ kN

$M=qL^2/8= 61,74x(3,80)^2/8 = 70,76$KN/ml

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mumax au niveau des appuis et en travée.

M_{uap}= (-0.3) M umax = (-0.3) ×70,76 = -21, 23KN.m

M_{utra}= (0.85) Mumax = (0.85) ×70,76 =60,15 KN.m

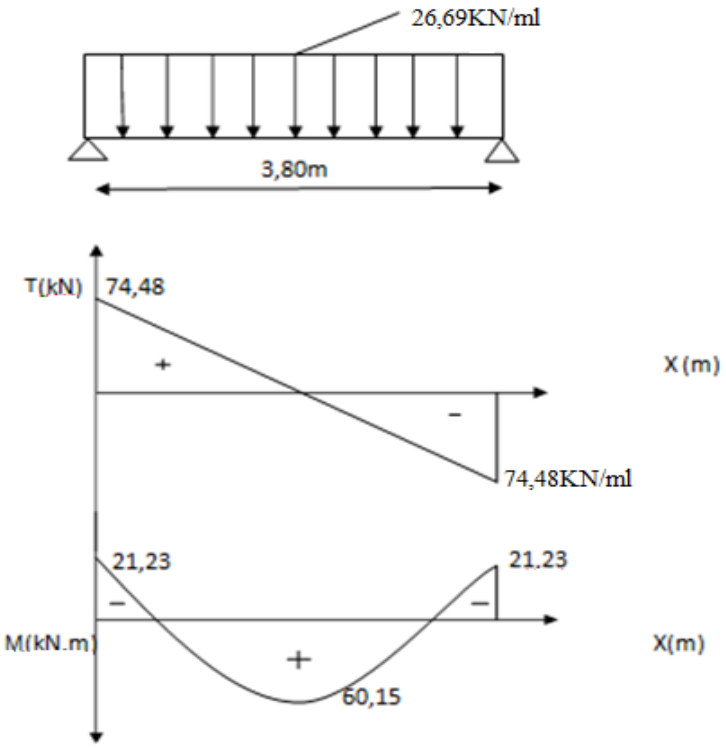


Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.4.3 Ferraillage

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

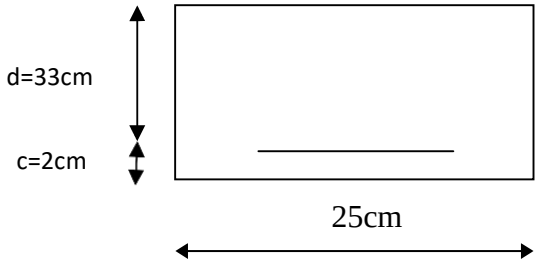
a) Armatures principales

-Aux appuis

d=32cm b =25cm c =3cm

$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}$= 14,2 MPa

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{21,23\times10^3}{25\times33^2\times14,2}$= 0,058



$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ β=0,987

⇒La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{21,23\times10^3}{0,987\times33\times348}$= 1 ,93cm²

On opte pour **3HA10=2,36cm²**

-En travée

$\mu=\frac{M_t}{bd^2f_{bc}}=\frac{60,15\times10^3}{25\times33^2\times14,2}$ = 0,165

$\mu<\mu_l$= 0,392 ⟶ β=0,987 ⇒ La section est simplement armée

$A_t=\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{60,15\times10^3}{0,987\times33\times348}$ = 5,47cm²

On opte pour **5HA12 =5,65cm²**

b) armatures transversales

- diamètre minimale

$$\emptyset_t=\min\left(\frac{h}{35};\emptyset_l;\frac{b}{10}\right)=\min\left(\frac{350}{35};10;\frac{250}{10}\right)=\min(10;10;25)$$

On prend $\emptyset_t=8mm$

-Calcul des espacements (BAEL91 Art51.22)

$S_t\leq\min(0,9d\ ;\ 40cm)=\min(33,3\ ;\ 40)$

-Aux appuis

$S_t\leq\min\left(\frac{h}{2};12\Phi\ ;\ 30cm\right)=\min\left(\frac{35}{4};12\times1,2;30cm\right)$ **S_t=8cm**

- En travée

$S_t\leq\frac{h}{2}=17,5cm$ **S_t=15cm**

III.4.3 Vérifications des conditions du RPA

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

A_{min} = 0,5%(b x h)

$A_t = 5HA12 = 5{,}65cm^2 > 0{,}005.b.h = 4{,}38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

$A_t = 3HA10 + 3HA12 = 8{,}8{,}01cm^2 > 0{,}005.b.h = 4{,}38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

-$S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset 1) = \min(35/4 ; 12(1{,}2))$ ⟶ S_t= 7,5 cm ⟶ S_t=10cm ⟶En zone nodal

-$S_t \leq h/2 = 35/2$ ⟶ S_t= 15cm ⟶ en zone courante

Et:

-A_t= 0,003.St.b = 0,60 cm² ⟶ en zone nodal

-A_t= 0,003.St.b = 1,13 cm² ⟶ en zone courante

Soit : **A_t= 4HA8 = 2,01 cm²**

***Délimitation de la zone nodale**

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre palier.

L'=2x35=70cm, pour les poutres principale.

III.4.4 Vérifications à l'ELU

1- Condition de non fragilité

$A \geq A_{min} = \frac{0{,}23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times25\times32\times2{,}1}{400} = 0{,}97cm^2$

Aux appuis : $A_a = 3{,}14cm^2 > A_{min} = 0{,}97cm^2$

En travées : $A_t = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 0{,}97cm^2$

condition vérifiée

2- Vérification à l'effort tranchant:

$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$

$\tau_u = \frac{74{,}48\times10^3}{250\times330} = 0{,}93MPa$

$\bar{\tau}_u = min\{3{,}33; 5MPa\} = 3{,}33MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

3- Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que :$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0{,}9d\sum u_i}$ Avec $\sum u_i$:somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n\pi\emptyset = 9\times 3{,}14 \times 1{,}0 = 28{,}26\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41{,}76 \times 10^3}{0{,}9 \times 320 \times 282{,}6} = 0{,}51MPa$$

$\tau_{se} = 0{,}51 < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

5- Influence de l'effort tranchant aux appuis

-Influence sur le béton (BAEL 91/ Art5.1.313)

T_u=0,4b.0,9d$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

T_u=74,48KN≤0,4× $25 \times 0{,}9 \times 33 \times \frac{25}{1{,}5} 10^{-1}$= 480KN

T_u=74,48KN≤480KN ⟶ **Condition vérifiée**

-Influence sur les aciers (BAEL 91/ Art5.1.313)

$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0{,}9d}\right)\frac{1{,}15}{f_e} \Rightarrow 3{,}14 \geq \left(74{,}48 + \frac{21{,}23}{0{,}9\times 3{,}3}\right)\frac{1{,}15}{400} = 0{,}24\text{cm}^2$

$3{,}14\text{cm}^2 > 0{,}24cm^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

6- Ancrage des barres aux appuis

$l_s = \frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se} 4}$ avec : $\bar{\tau}_{se} = 0{,}6\,\Psi_s^2 f_{t28} = 2{,}835$ MPa

Ψ_s=1,5 f_{t28}=2,1MPa

$l_s = \frac{1{,}2\times 400}{4\times 2{,}835} = 42{,}32$cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à 0.4l_s = 16,93 soit 17cm.

III.4.5 Calcul à l'ELS

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

R_a = 50, 71 KN
R_b = 50, 71 KN = 48, 18 KN.m
T_{max} = 50, 71 KN
M_t = 0, 85 x M_{max} = 40, 95 KN.m
M_a= -0,3 x M_{max} = -14,45 KN.m

a- Etat limite de compression de béton (ArtA.4.5.2/BAEL91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que:

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6f_{t28}=15Mpa0

- **Aux appuis**

$\rho_l = \frac{100.A_a}{bd} = \frac{100\times2,36}{25\times33} = 0,286 \Rightarrow \alpha = 0,255$ et $\beta = 0,915$ et k = 43,82

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{14,45\times10^3}{33\times0,915\times2,36} = 216,81$ Mpa $\leq \overline{\sigma}_b = 348$MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{216,81}{43,82} = 4,95$ Mpa

$\sigma_{bc} = 4,95MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ⟶ **condition vérifiée**

- **En travée**

$\rho_l = \frac{100.A_t}{bd} = \frac{100\times5,65}{25\times33} = 0,685 \Rightarrow \alpha = 0,363$ et $\beta = 0,879$ et k = 26,32

$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{40,95\times10^3}{17\times0,879\times5,65} = 249,86$ MPa $\leq \bar{\sigma}_b = 348$ MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{249,86}{26,32} = 9,49$ MPa

$\sigma_{bc} = 9,49\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ⟶ **condition vérifiée**

b- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/ArtA.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad .$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{380} = 0,092 > 0,06$ ……**condition vérifiée**

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{40,95}{10\times48,18} = 0,085$ ……**condition non vérifiée**

h : Hauteur de la poutre
L : Longueur libre de la plus grande travée.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
A_t : Section d'armature en travée
M_t: Moment max en travée.
M_0 : Moment max isostatique.

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

-Calcul de la flèche

$f = \frac{5.q.L^2}{384.E_v.If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$cm (BAEL. Art.6.5.3)

Avec:

Ev : Module de déformation longitudinal déférée.Ev =3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =10818,86 MPa

I: Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$**:** Flèche admissible pour L étant plus ou égalà5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

Q =26,69 KN/ml

$I_{fv}=\frac{b}{3}(V_1^3+V_2^3)+15A_t\,(V_2-c)^2$ avec: $V_1=\frac{\frac{bh^2}{2}+15A_t.d}{bh+15A_t}$

V_1=18,78cm ⟶ V_2= h-V_1=35-18, 78 = 16,22cm^2

I= 105581, 36cm^4 ⟶ f =0,63cm

f=0,63cm< $\bar{f}$=0,76 cm ⟶ **condition vérifié**

III.5 La poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferraillage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

III.5.1 Pré-dimensionnement

-La hauteur

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \quad \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \longrightarrow 34{,}66cm \leq h \leq 52cm$

Avec :

L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30cm \Rightarrow$ on opte : pour 35cm

-La largeur

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28cm$

Selon le RPA99

$$\begin{cases} b \leq 25cm \\ \frac{h}{b} \leq 4b = 25\ cm \end{cases}$$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chainage est de **(25 x 35)*cm*²**

a) Détermination des charges et surcharges

-Charges permanentes

- **Poids propre de la poutre**

  G=0,25x0.35x25=2,19KN/ml

- **Poids du mur**

  G_m = (3,06 – 0,35) x 1.3= 3,52 kN/ml

- **Poids du plancher**

  G= 5,46 x 1,70 = 9,28 kN/ml

  Poids total

  G= 2,19 + 3,52 + 9,28 = 14,90 kN/ml

-Surcharges d'exploitation

Q= $1{,}5x\frac{1{,}70}{2}$ = 0,43 kN/ml

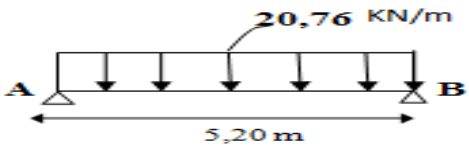
b) Combinaison de charges

A l'ELU q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 x 14,90 + 1,5 x 0,43=20,76 kN/ml.

A l'ELS q_s= G + Q = 14,90 + 0,43 = 15,33 kN/ml

III.5.2 Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.



Calcul des efforts

- **Calcul des moments**

  Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

  -En travée

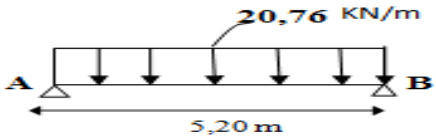
  M_t= 0,85 x 20,76 x (5,20)²/8= 59,64 kN.m

  -Aux appuis

  M_a= -0,3 x 20,76x (5,20)²/8 = -21,05 kN.m

- **Reaction d'appuis**

  $R_A=R_B= q_u x\ L/\ 2$ = 20,76 x 5,2/ 2 = 53,98 kN



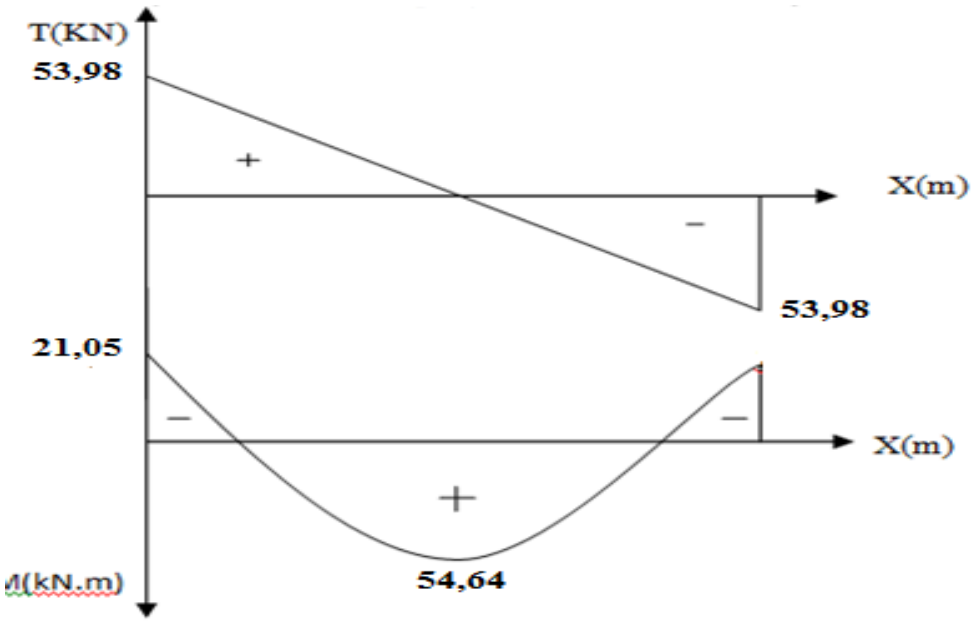
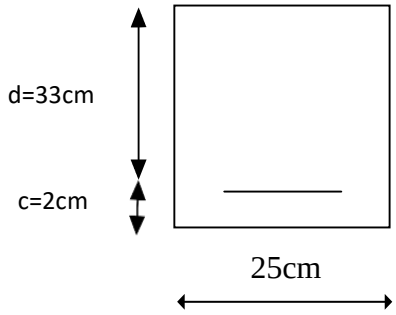


Diagramme des efforts internes à l'ELU

a) Armatures principales

-Aux appuis



d=33cm b =25cm c =3cm

$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}=$ 14,2MPa

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{21,05\times10^3}{25\times33^2\times14,2}=$ 0,054

$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ β=0,987

⇒ La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{21,05\times10^3}{0,987\times33\times348}=$ 1 ,86cm²

On opte pour **3HA10=2,35cm²**

-En travée

$\mu=\frac{M_t}{bd^2f_{bc}}=\frac{54,64\times10^3}{25\times33^2\times14,2}$=0,14

$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ β=0,987 ⇒La section est simplement armée

$A_t=\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{54,64\times10^3}{0,987\times33\times348}=$ 4,82 cm²

On opte pour **3HA12+2HA10 = 4,96cm**

III.5.3 Vérifications des conditions du RPA

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

A_{min} = 0,5%(b x h)

$A_t = 3HA12 + 2HA10 = 4,82cm^2 > 0,005.b.h = 4,38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

$A_a = 3HA10 + 3HA12 = 8,8,01cm^2 > 0,005.b.h = 4,38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

- **Armatures transversales**

-$S_t \leq$ min (h/4 ; 12Ø1) = min (35/4 ; 12 (1,2)) S_t= 7,5 cm S_t=10cm En zone nodal

-$S_t \leq h/2 = 35/2$ S_t= 15cm en zone courante

Et:

-A_t= 0,003.S_t.b = 0,60 cm² en zone nodal

-A_t= 0,003.S_t.b = 1,13 cm² en zone courante

Soit : **A_t= 4HA8 = 2,01 cm²**

***Délimitation de la zone nodale**

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre palier.

L'= 2x35= **70cm** , pour les poutres principale.

III.5.4 Vérifications à l'ELU

1-Condition de non fragilité

$A \geq A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times25\times33\times2,1}{400} = 1\ cm^2$

Aux appuis : $A_a = 3,14cm^2 > A_{min} = 1,12cm^2$

En travées : $A_t = 4,52cm^2 > A_{min} = 1,12cm^2$ **condition vérifiée**

b) armatures transversales

- diamètre minimale

$$\emptyset_t = \boldsymbol{min}\left(\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{35}}; \emptyset_l; \frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{10}}\right) = \boldsymbol{min}\left(\frac{\boldsymbol{350}}{\boldsymbol{35}}; \boldsymbol{10}; \frac{\boldsymbol{250}}{\boldsymbol{10}}\right) = \boldsymbol{min}(\boldsymbol{10}; \boldsymbol{10}; \boldsymbol{25})$$

On prend $\emptyset_t = 8mm$

Calcul des espacements (BAEL91 Art51.22)

$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(28,8; 40) = 28,8$ cm

-Aux appuis

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\Phi; 30cm\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12\times1,2; 30cm\right) \Rightarrow S_t = 8cm$$

- En travée

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5cm \Rightarrow S_t = 15cm$$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003S_tb = 0,003\times3,14\times25 = 0,24cm^2$$

$$A_S = 3,14cm^2 > 0,24cm^2 \Longrightarrow \text{conditions vérifie}$$

Remarque

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

2-Vérification à l'effort tranchant

$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$

$\tau_u = \frac{74,48\times10^3}{250\times330} = 0,93$MPa

$\bar{\tau}_u = min\{3,33; 5MPa\} = 3,33$MPa

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL91).

Il faut vérifier que :$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ =$\Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0{,}9d\sum u_i}$ Avec $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i$ = n$\pi\emptyset$ =$3{,}14 \times (1{,}0 \times 2 + 3 \times 1{,}2) = 17{,}58$cm

$$\tau_{se} = \frac{53{,}98 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times 175{,}8} = 1{,}03MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}03 < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15$ ⟶ Condition vérifiée

5-Influence de l'effort tranchant aux appuis

-Influence sur le béton (BAEL 91/ Art5.1.313)

$T_u \leq$0,4b.0,9d$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

T_u=41,02KN≤$0{,}4\times 25 \times 0{,}9 \times 33 \times \frac{25}{1{,}5}10^{-1}$= 495KN

T_u=53,98KN≤495KN ⟶ Condition vérifiée

-Influence sur les aciers (BAEL 91/ Art5.1.313)

$A_a \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0{,}9d}\right)\frac{1{,}15}{f_e}$ ⇒$2{,}01 \geq \left(53{,}98 + \frac{21{,}05}{0{,}9\times 3{,}3}\right)\frac{1{,}15}{400} = 0{,}18$cm²

2,35cm²> $0{,}18cm$ ⟶ **condition vérifiée**

6-Ancrage des barres aux appuis

$l_s=\frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se}4}$ avec :$\bar{\tau}_{se}$=$0{,}6\Psi_s^2 f_{t28}$=2,835MPa

Ψ_s=1,5 f_{t28}=2,1MPa

$l_s=\frac{1{,}0\times 400}{4\times 2{,}835}$=35,25cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à $0.4l_S$ = 14.1 soit 15cm.

III-6) Calcul à l'ELS

Calcul des efforts

- **Calcul des moments**

  Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des

coefficients tel que :

-En travée :

M_t= 0,85 x 15,33 x (5,60)²/8= 51,08 kN.m

-Aux appuis :

M_a= -0,3 x 15,33 x (5,60)²/8 = -18,03 kN.m

- **Réactionsd'appuis**

$R_A=R_B= q_u x L/ 2 = 15,33x 5,6 / 2 = 42,92$ Kn

a- Etat limite de compression de béton (ArtA.4.5.2/BAEL91).

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que:

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6f_{t28}=15MPa

- **Aux appuis**

$\rho_l=\frac{100.A_a}{bd}=\frac{100\times2,35}{25\times33}$ =0,28 $\Rightarrow \alpha$= 0,252 et β = 0,916 et k = 44,52

$\sigma_{sa}=\frac{M_a}{\beta_1 d A_a}=\frac{21,05\times10^3}{33\times0,916\times4,96}$= 140,4MPa $\leq \bar{\sigma}_b$ = 348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{sa}}{K_1}=\frac{140,4}{44,52}$ = 3,15MPa

$\sigma_{bc} = 3,15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

- **En travée**

$\rho_l=\frac{100.A_t}{bd}=\frac{100\times4,82}{25\times33}$ =0,58 $\Rightarrow \alpha$= 0,339 et β=0,887 et k =29,25

$\sigma_{st}=\frac{M_a}{\beta_1 d A_t}=\frac{21,05\times10^3}{33\times0,887\times4,96}$=144,98MPa $\leq \bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{K_1}=\frac{144,98}{29,25}$ = 4,96MPa

$\sigma_{bc} = 4,96\ MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$= 15MPa ⟶ **condition vérifiée**

b- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/ ArtA.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$\frac{h}{L}=\frac{35}{560} = 0,06 \geq 0,06$ ... ... **condition vérifiée**

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{51,08}{560} = 0,091 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{60,09}{10\times51,08} = 0,119 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,82}{25x35} = 0,0055 < 0,011 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

h : Hauteur de la poutre

L : Longueur libre de la plus grande travée.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
A_t : Section d'armature en travée.
M_t: Moment max en travée.
M_0 : Moment max isostatique.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante

III.6 Calcul de la dalle salle machine

La dalle de la salle machine repose sur 4 appuis, elle est calculer sous une charge uniformément répartie et une charge localisé.

a) La surface de passage de l'ascenseur

$S = 1{,}7x1{,}7 = 2{,}89m^2$ La dalle de la salle machine est appuyée sur ses 4 cotés.

b) Charges normalisées et le poids total

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- ✓ Vitesse d'entrainement ; V = 1 m/s
- ✓ La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de **P =9 tonnes.**
- ✓ Epaisseur de la dalle ;

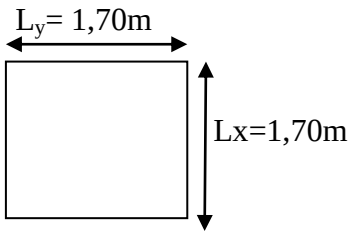
$H_0 \geq \frac{l_x}{30} = 170/30 = 5{,}67\text{cm}$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA 99 version 2003, donc on prend une épaisseur de **15cm.**

c) Calcul des sollicitations

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1{,}7}{1{,}7} = 1$

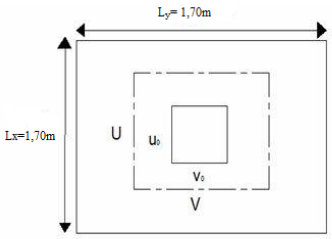
$0{,}4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

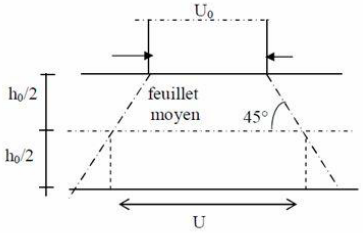


La dalle est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- ✓ Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

1) Etude de la dalle sous charges localisée





$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \upsilon M_2) \\ M_y = P(M_2 + \upsilon M_1) \end{cases}$$

Avec : υ le coefficient de poisson à L'ELU $\upsilon = 0$; L'ELS $\upsilon = 0{,}2$M$_{1,}$

M_2 : coefficient à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant $\frac{U}{l_x} et \frac{V}{l_y}$.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Dans le cas de béton armé $\xi = 1U$ $\begin{cases} = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$

Avec :

h_0 c'est l'épaisseur de la dalle.
e : épaisseur de revêtement (e=0).

$U_0 = V_0 = 0{,}80$ m (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$U = 0{,}8 + 0{,}15 = 0{,}95m$$
$$V = 0{,}8 + 0{,}15 = 0{,}95m$$
$$\frac{U}{l_x} = \frac{0{,}95}{1{,}70} = 0{,}56 \qquad 0{,}5 < \frac{U}{l_x} < 0{,}6$$
$$\frac{V}{l_y} = \frac{0{,}95}{1{,}70} = 0{,}56 \qquad 0{,}5 < \frac{V}{l_y} < 0{,}6$$

Après l'interpolation on aura : **M_1 = M_2 = 0,0816**

- **Calcul à l'ELU** $\upsilon = 0$

$P_u = 1{,}35\ x\ 90 = 121{,}5KN$

$M_{x1} = 121{,}5\ x(0{,}0816 + 0\ x\ 0{,}0816) = 9{,}41$ KN.m

$M_{y1} = 121{,}5\ x(0{,}0816 + 0\ x\ 0{,}0816) = 9{,}41$ KN.m

- **Calcul à l'ELS** $\upsilon = 0{,}2$

$P_s = 90\ KN$

$M_{x1s} = 90\ x(0{,}0816 + 0{,}2\ x\ 0{,}0816) = 8{,}81$ KN.m

$M_{y1s} = 90\ x(0{,}0816 + 0{,}2\ x\ 0{,}0816) = 8{,}81$ KN.m

2) Sous charge uniformément repartie

- **Etat limite ultime (ELU)** $\upsilon = 0$

$\rho = 1 \longrightarrow \mu_x = 0{,}0368$; $\mu_y = 1$

$G = 25\ x\ 0{,}15\ x\ 1 + 22\ x\ 0{,}05 = 4{,}85\ KN/m$ et $Q = 1\ KN/m$

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(4{,}85) + 1{,}5(1) = 8{,}05\ KN/m$

$M_{x2} = \mu_x\ x\ q_u\ x\ {l_x}^2 = 0{,}0368\ x\ 8{,}05\ x\ 1{,}70^2 = 0{,}85\ KN.m$
$M_{y2} = \mu_y\ x\ M_{x2} = 1\ x\ 0{,}85 = 0{,}85KN.$

- **Etat limite de service (ELS)**

$\upsilon = 0{,}2$

$\rho = 1 \longrightarrow \mu_x = 0{,}0442 \quad ; \quad \mu_y = 1$

$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85\ KN/m$

$M_{x2s} = \mu_x\ x\ q_u * {l_x}^2 = 0{,}0442\ x\ 5{,}85\ x\ 1{,}70^2 = 0{,}75\ KN.m$

$M_{y2s} = \mu_y\ x\ M_{x2s} = 1\ x\ 0{,}75 = 0{,}75\ KN.m$

3) Superposition des moments

- **ELU**

$M_{ux} = M_{x1} + M_{x2} = 9{,}41 + 0{,}85 = 10{,}26\ KN.m$

$M_{uy} = M_{y1} + M_{y2} = 9{,}41 + 0{,}85 = 10{,}26\ KN.m$

- **ELS**

$M_{sx} = M_{x1s} + M_{x2s} = 8{,}81 + 0{,}75 = 9{,}56\ KN.m$

$M_{sy} = M_{y1s} + M_{y2s} = 8{,}81 + 0{,}75 = 9{,}56\ KN.m$

❖ **Remarque**

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de Mt= 0,85m en travée et de Ma = -0,3m aux appuis.

✓ **En travée**

$M_x^t = M_y^t = 0{,}85 M_{ux} = 0,\ 85\ x\ 10,\ 26 = 8,\ 72$ KN.m

✓ **Aux appuis**

$M_x^a = M_y^a = -0{,}3\ x\ 10{,}26 = 3{,}08$ KN.m

4) Calcul des armatures

Sens X-X

- **En travée**

On considère une bande de 1m de largeur, tel que : b = 100 cm , d = 13 cm

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8{,}72\ x\ 10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14{,}2} = 0{,}036 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0{,}036 \quad , \quad \beta = 0{,}982$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8{,}72\ x\ 10^3}{0{,}982\ x\ 13\ x\ 348} = 1{,}96 cm^2 \longrightarrow$ Soit **4HA8 = 2,01 cm²** avec un S_t= 25cm

- Aux appuis

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3{,}08\ x10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14{,}2} = 0{,}013 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0{,}013 \quad , \quad \beta = 0{,}9935$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9935\ x\ 13\ x\ 348} = 0{,}68 cm^2 \longrightarrow$ Soit **4HA8 = 2,01 cm²** avec un S_t= 25cm

On prend le même ferraillage dans les deux sens X-X et Y-Y, car $l_x = l_y$.

5) VERIFICATION A L'ELU

- **Espacement des armatures (Art. A.8.2,42 BAEL91modéfié99)**

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale** : $S_t \leq min\{2h; 25cm\}$

S_t = 25cm $S_t \leq min\{2h; 25cm\}$ ……condition vérifiée.

- **Direction secondaire**: $S_t \leq min\{3h; 33cm\}$

S_t = 25cm $\leq min\{45; 33cm\}$……..…condition vérifiée.

- **Condition de non fragilité (Art.B.7.4. BAEL91 modéfié99)**

$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2}$Avec $\rho_0 = 0{,}0008$ pour $[f_e 400]$

$\rho_0 = \frac{A_{min}}{S}$

ρ_x : Taux minimale d'acier en travée.

A_{min} : Section minimale d'armature.

S : section totale de béton.

$A_{min} = \rho_0 \, x \, S = 0{,}0008 \, x \, 15 \, x \, 100 = 1{,}2 \, cm^2$

✓ **Suivant X-X**

A_t = 2,01 cm² $> 1{,}2cm^2$……..**condition vérifiée.**

✓ **Suivant Y-Y**

A_a = 2,01 cm² $> 1{,}2cm^2$……..**condition vérifiée.**

- **Diamètre minimale des barres Art.A.7.2 ,1. (BAEL91, modéfié99)**

$\emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$

$\emptyset$: Diamètre de l'armature longitudinale.

$\emptyset = 12mm < \emptyset_{max} = 15mm$ ……..……**condition vérifiée.**

- **Poinçonnement (Art.5.2,42. BAEL91 modifié99)**

$Q_u \leq \mathbf{0,045} U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

U_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$U_c = 2(U + V) = 2(0{,}95 + 0{,}95) = 3{,}8m$

$$0{,}045 U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}045 \text{ x } 3{,}8 \text{ x } 0{,}15 \text{ x } \frac{25 \text{ x } 10^3}{1{,}5} = 427{,}5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121{,}5 \, kN \; < 427{,}5 \, kN$ … … … … … … …….…**condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales sont inutiles.

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

✓ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121{,}5}{2\ x\ 0{,}95 + 0{,}95} = 42{,}63\ KN$$

✓ **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{3U} = \frac{121{,}5}{3\ x\ 0{,}95} = 42{,}63\ KN$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} = \frac{42{,}63\ x\ 10^3}{1000\ x\ 13} = 033\ MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}07\ x\ \frac{25}{1{,}5} = 1{,}167 MPa$$

$\tau_u = 0{,}33\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1{,}167 MPa$ ……**condition vérifiée.**

6) Vérification à l'ELS

On à : $M_{sx} = M_{sy} = 9{,}42$KN.m

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de Mt= 0,85m en travée et de Ma = -0,3m aux appuis.

✓ **En travée**

$M_{sx}^t = 0{,}85\ x\ 9{,}56 = 8{,}13\ KN.m$

$M_{sy}^t = 0{,}85\ x\ 9{,}56 = 8{,}13\ KN.m$

✓ **Aux appuis**

$M_{sx}^a = -0{,}3\ x\ 9{,}56 = -2{,}87\ KN.m$

$M_{sy}^a = -0{,}3\ x\ 9{,}56 = -2{,}87\ KN.m$

- **Etat limite de fissuration**

La fissuration est non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

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

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

- **Aux appuis**

Sens X-X

$\rho_1 = \frac{100.\,A_a}{b.\,d} = \frac{100\ x\ 2{,}01}{13\ x\ 100} = 0{,}154 \Rightarrow \quad \boldsymbol{\beta_1 = 0{,}936}\ , \quad \boldsymbol{K_1 = 62{,}4}$

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_A} = \frac{2{,}87\ x\ 10^6}{0{,}936\ x\ 130\ x\ 201} = 117{,}34\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ **Condition vérifiée**.

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec K = $\frac{1}{K_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{115,71}{62,4} = 1,85\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……..**Condition vérifiée.**

- **En travée**

$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \text{ x } 4,52}{13 \text{ x } 100} = 0,348 \beta_1 = 0,908 \quad , \quad K_1 = 35,5$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{8\ x\ 10^6}{0,908\ x\ 130\ x\ 452} = 149,94\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348MPa$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec K = $\frac{1}{K_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{149,94}{35,5} = 4,22\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ….……**Condition vérifiée.**

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens Y-Y.

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{15}{170} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,062$……..**Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$

$\frac{15}{170} = 0,088 > \frac{8}{20\ x\ 9,42} = 0,042$……**Condition vérifiée.**

$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

$\frac{4,52}{13\ x\ 100} = 0,0034 < \frac{2}{400} = 0,005$ ……..**Condition vérifiée.**

Donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- **Conclusion**

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens longitudinal X-X

- En travée **A_t= 4HA8 avec St= 25cm.**

- Aux appuis : **A_a= 4HA8 avec St= 25cm**.

Sens transversal Y-Y

- En travée : **A_t= 4HA8 avec St= 25cm.**

- Aux appuis : **A_a= 4HA8 avec St= 25cm**.

III.7 Balcon

Pour le cas de notre structure, les balcons qui sont en dalle pleine, ils sont encastrés au niveau des poutres de rive.

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

- **Dimensionnement**

$e_p \geq \frac{L}{10}$ Avec L : la largeur du balcon.

$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$ Soit donc e_p = 15 cm

Le schéma statique de la console est donné sur la figure suivante :

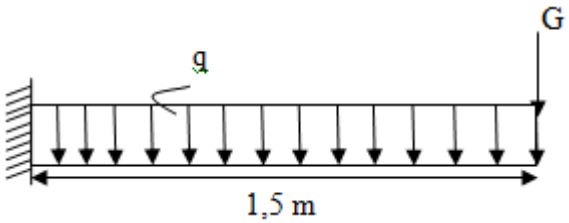


Schéma statique du Balcon

1) Détermination des charges et des surcharges

- **Charges permanentes de la dalle plaine**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^2/cm)$	G(KN/ml)
1	Revêtement carrelage	2	0,2	0,4
2	Mortier de pose	2	0,2	0,4
3	Couche de sable	2,5	0,18	0,45
4	Poids propre de la dalle	15	0,25	3,75
5	Enduit plâtre	2	0,1	0,2
		G_{totale}		5,2

- **La charge concentrée**

G_c = 2,27 KN/m

- **surcharge d'exploitation**

Q= 3,5 KN/m²..... (DTR B.C.2.2) (surcharges de la dalle pleine) .

2) Les combinaisons de charges

E.L.U

- La dalle : qu= (1,35G +1,5Q) x 1m= (1.35 x 5,2+1,5 x2,5) x 1= 12,27 KN/m

- la charge concentrée : G_c = 1,35 x 2,27(3,06) x 1 = 9,37 KN/m

E.L.S

- La dalle : qs= Q + G = 8,7 KN/m
- La charge concentrée : G_{CS}= 6,94 KN/m

3) Calcul des moments

✓ **Moment provoqué par la surcharge qu est**

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12{,}27\ x\ 1{,}5^2}{2} = 13{,}80 KN.m$$

✓ **Moment provoqué par la surcharge G_C**

$$M_{gc} = g_c\ x\ L = 9{,}37\ x\ 1{,}50 = 14{,}05\ KN.m$$

✓ **Le moment total est :** Mu = M_{qu} + M_{gc} = 27,85 kN.m

✓ **L'effort tranchant :** $q_u + g_c = 21{,}64\ KN$

4) Ferraillage

a) Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27{,}85 \text{ x } 10^2}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 1{,}42} = 0{,}116$$

$\mu_u = 0{,}116 < 0{,}392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA).

De l'abaque des armatures: $\beta = 0{,}938$

D'où : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27{,}85 \text{ x } 10^2}{0{,}943 \text{ x } 13 \text{ x } 34{,}8} = 6{,}13$ cm² soit: **4HA14= 6,16cm²** avec $s_t = 25cm$

b) Armatures de répartitions

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6{,}13}{4} = 1{,}53 cm^2$ On adopte **4HA8 = 2,01 cm²** avec $s_t = 25cm$

5) Vérification à l'ELU

- **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_t \leq \{3h\,;33\} = 33\ cm\ > s_t = 20\ cm$
- Armatures de répartition : $S_t \leq \{4h\,;45\} = 45\ > s_t = 25\ cm$

- **Condition de non fragilité** (Art 4.2, 1/BAEL 91)

On doit vérifier : $A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0{,}23\ x\ 13\ x\ 100\ x\ \frac{0{,}21}{40} = 1{,}57\ cm^2$$

$A_{adop} = 7{,}30\ cm^2 > A_{min} = 1{,}57\ cm^2$ ……**Condition vérifiée.**

6) Contrainte de cisaillement

On doit vérifier :

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

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21{,}64\ x\ 10^3}{130\ x\ 1000} = 0{,}17$

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

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ ……**Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres

(Art.A.6.1.3/BAEL91)

On doit vérifier : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$U_i = \pi * diamétre$

$\sum U_i = 4\ x\ 3{,}14\ x\ 14 = 175{,}84\ mm$; Avec n : nombre de barres.

$\tau_{se} = \frac{21{,}64x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 130\ x\ 175{,}84} = 1{,}05\ MPa$

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5\ x\ 2{,}1 = 3{,}15 MPa \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ ……..…….**condition vérifiée.**

8) Ancrage des barres (Art. A.6.1.22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

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

$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1{,}4\ x\ 400}{4\ x\ 2{,}835} = 49{,}38 cm$, on prend $l_s = 50\ cm$

On prévoit des crochets.

Lc= 0,4.Ls= 20 cm

9) Vérification à l'ELS

Calcul de moment.

$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s\ x\ L = 8{,}7\ x\ \frac{1{,}5^2}{2} + 6{,}94\ x\ 1{,}5 = 20{,}19\ KN.m$

a) **Vérifications des contraintes**

- **La contrainte dans l'acier**

On doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \, d \, A_t} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6{,}16}{100 \times 13} = 0{,}47 \quad \text{De l'abaque} \beta_1 = 0{,}896$$

$$K_1 = 33{,}08\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \, d \, A_t} = \frac{20{,}19 \text{ x } 10^6}{0{,}896 \text{ x } 130 \text{ x } 616} =$$

$281{,}38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$……**condition vérifiée**.

- **La contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = \frac{1}{K_1}.\sigma_s = \frac{1}{33{,}08} \text{ x } 265{,}78 = 8{,}21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$……**Condition vérifiée**

b) Etat limite de déformation (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)

Avant le calcul de la flèche, on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \quad , \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10} = 0{,}1$……**condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0{,}1 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{20{,}19}{10 \, x \, 19{,}07} \, x = 0{,}1$……**condition vérifiée.**

$\frac{A}{bd} = \frac{6{,}16}{100 \, x \, 13} = 0{,}0047 < \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$……**condition vérifiée.**

CHAPITRE IV
PRESENTATION DE LOGICIEL

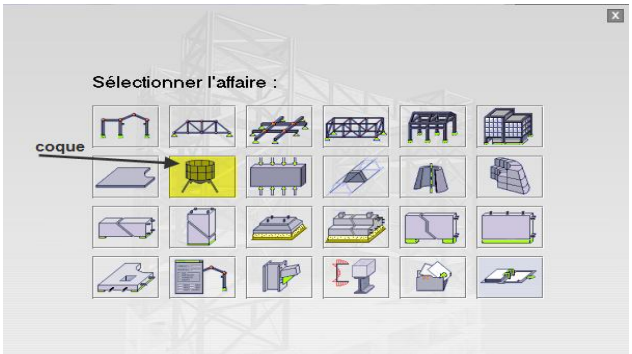
1. PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis(nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

2. ETAPES DE MODELISATION

Nous pouvons résumer les étapes de modélisation comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles,.)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments
- Introduction des combinaisons d'actions
- Définition des nœuds maitres inertie d'étages
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.



3. CONFIGURATION DES PREFERENCES DE L'AFFAIRE

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

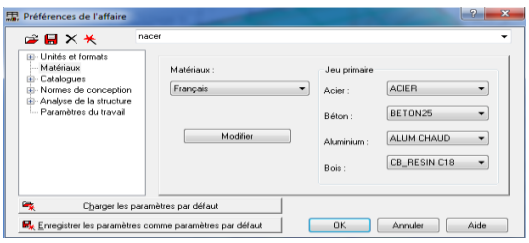


Figure 2 : Préférences de l'affaire

4. LIGNE DE CONSTRUCTION

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure. Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la fenêtre donnée à coté dans le système de coordonnées cartésiennes.

5. MODE D'ACCROCHAGES

Pour éviter les erreurs dans la modélisation, il faut désactiver tout les accrochages sauf les nœuds et lignes de construction : on clique sur le bouton droit dans la zone graphique, modes d'accrochage du pointeur, et mode d'accrochage du pointeur.

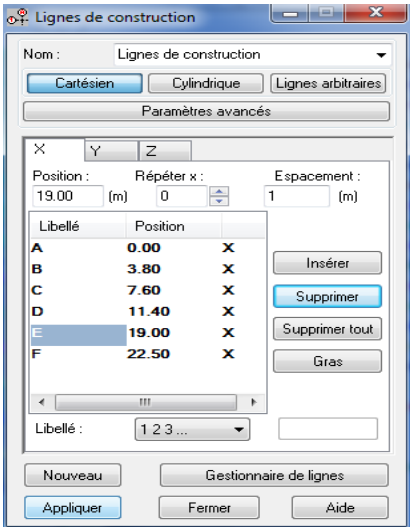


Fig.3 : Ligne de construction

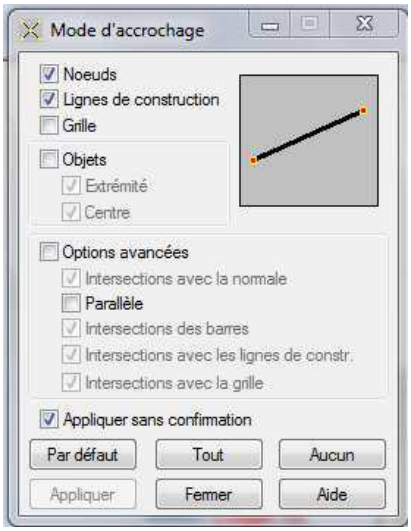


Fig.4 : Mode d'accrochage

6. PROFILES DES BARRES

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « **structure-caractéristique-profilés de barres** » ou dans la barre d'outils sur l'icône profilé de barres

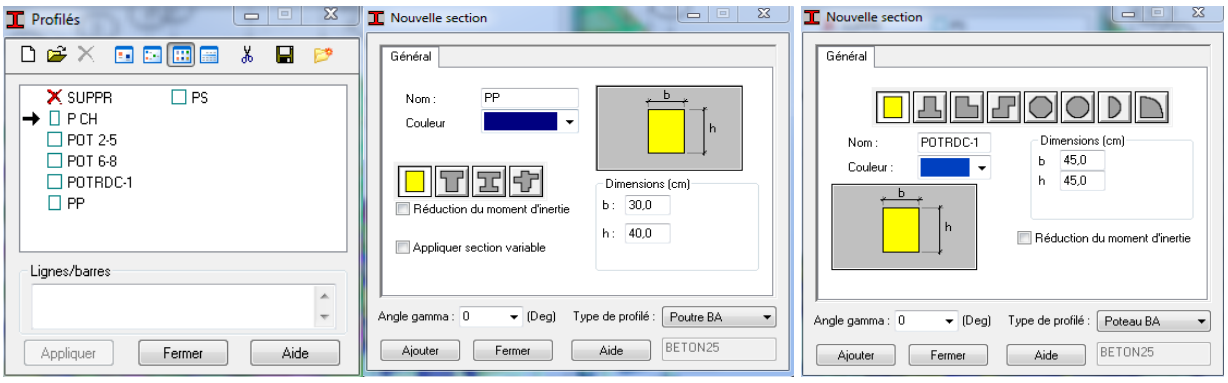


Figure 5 : Choix des profilés des barres

7. CREATION DU MODELE DE LA STRUCTURE

Dans le menu « structure-poteau » ou avec la commande « élément de construction » on choisit l'élément de sa section

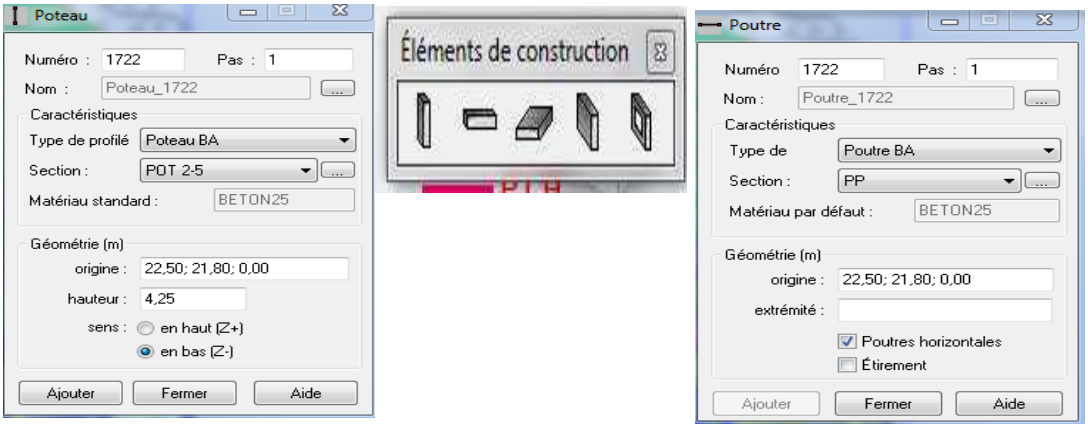


Figure 6 : Modélisation des Poteaux-Poutre

Après avoir dessiné la structure, le logiciel nous donne la possibilité d'arranger notre structure avec des attributs. Pour choisir les attributs à afficher sur l'écran, dans le menu « affichage-attributs » ou on clique sur l'icône « affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la zone graphique et on aura :

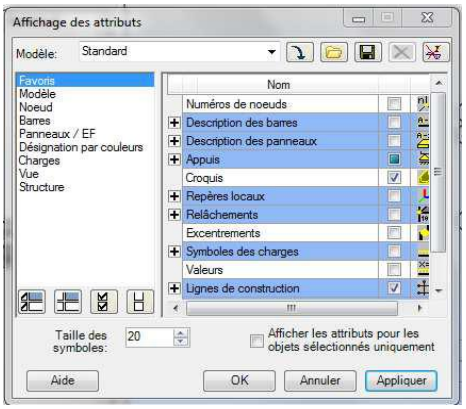
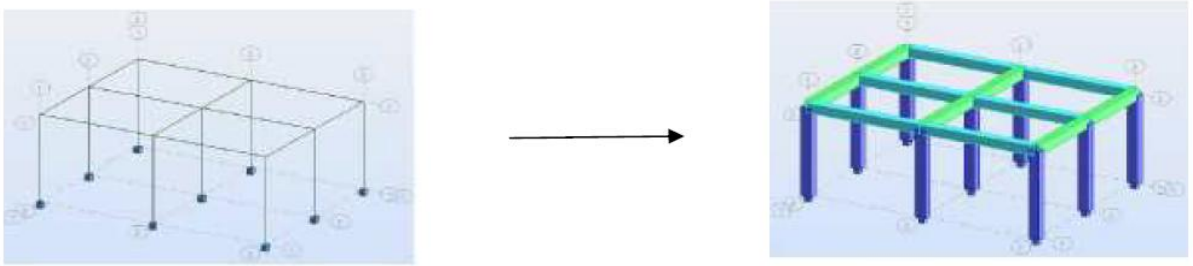


Figure 7 : Affichage des attributs

Exemple



8. DEFINITION DES ELEMENTS PANNEAUX

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques**» puis **« Epaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue apparait, après un clic sur **« définir nouvelle épaisseur »** et sur l'onglet **« Uniforme »** on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

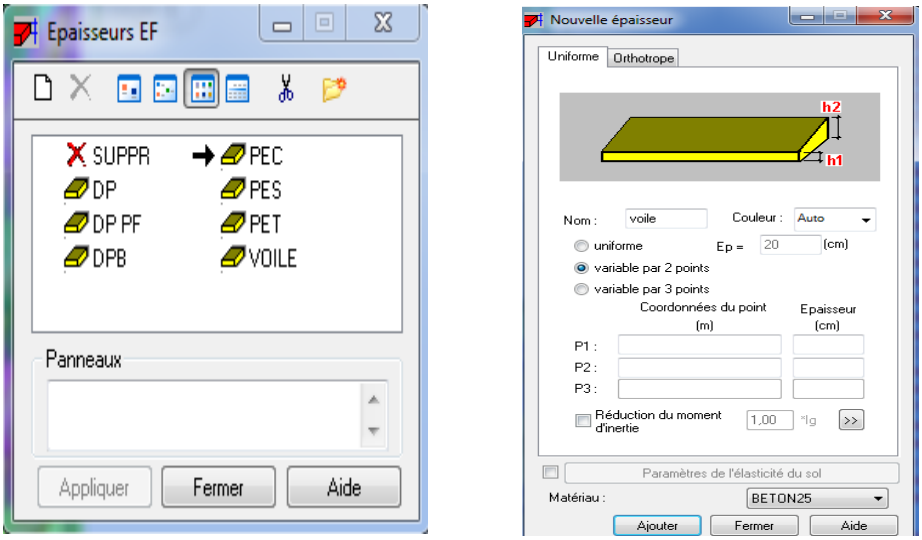


Figure 8 : définition des éléments panneaux

9. ENCASTREMENT DES NŒUDS A LA BASE

Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure, on affiche le niveau de base de la structure en 2D(XY), on clique sur appuis , encastrement, nodaux pour les barres et linéaires pour les voiles.

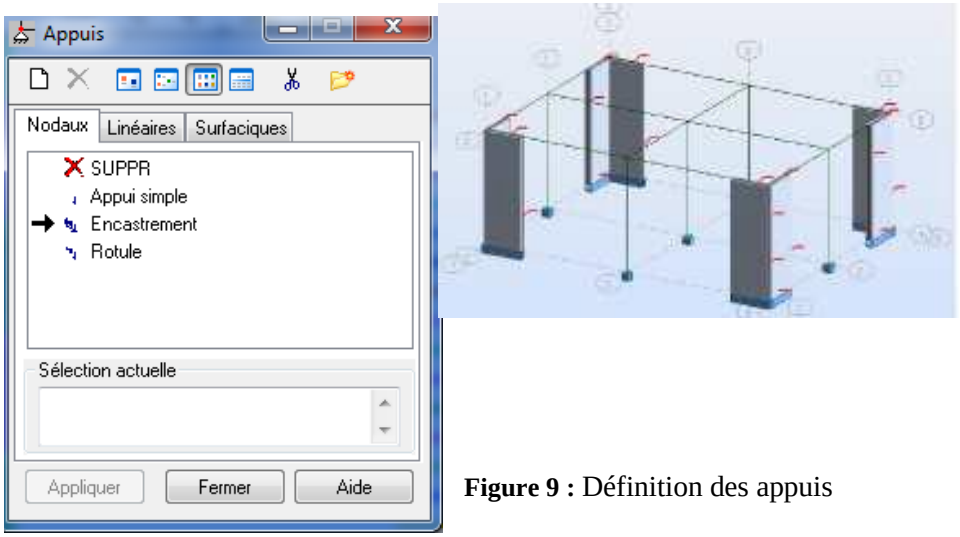


Figure 9 : Définition des appuis

10. DEFINITION DES CAS DE CHARGES

Pour définir les cas de charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dansle menu « **chargements** » « **cas de charges** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur«**Nouveau** », ou bien à droite de la zone graphique on clique sur cette icone. On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

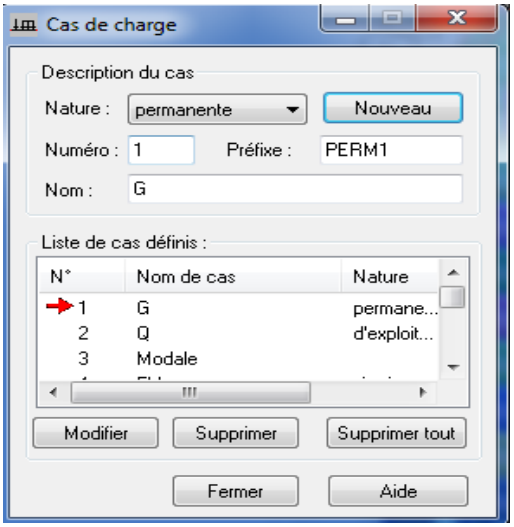


Figure 10 : Définition des cas de charges

11. CHARGEMENT DE LA STRUCTURE

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage**» Dans la boite de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges(X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

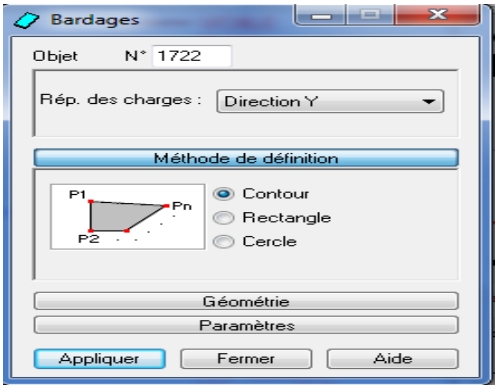


Figure 11 : Choix des bardages

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

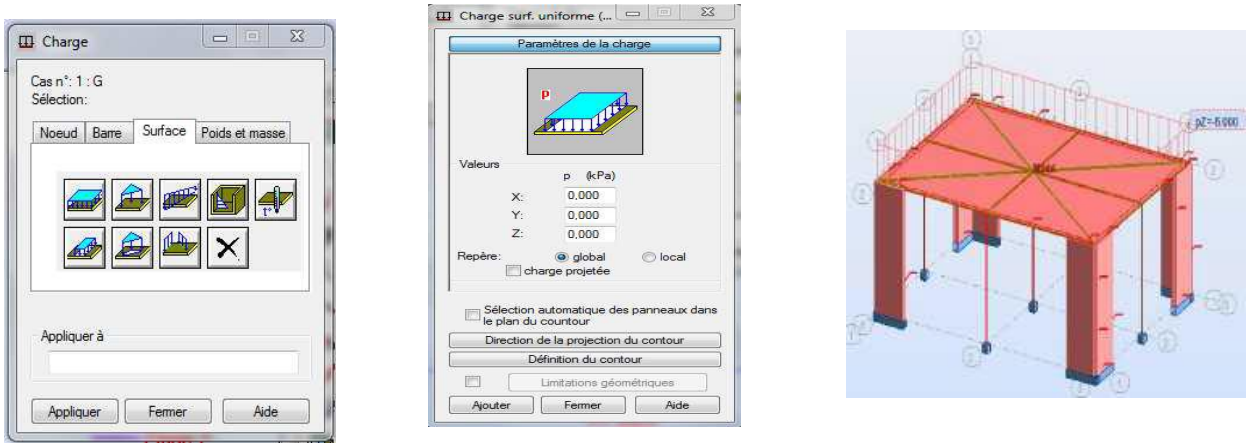


Figure 12 : Application des charges surfaciques

12. DEFINITION DES OPTIONS DE CALCULS (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique.

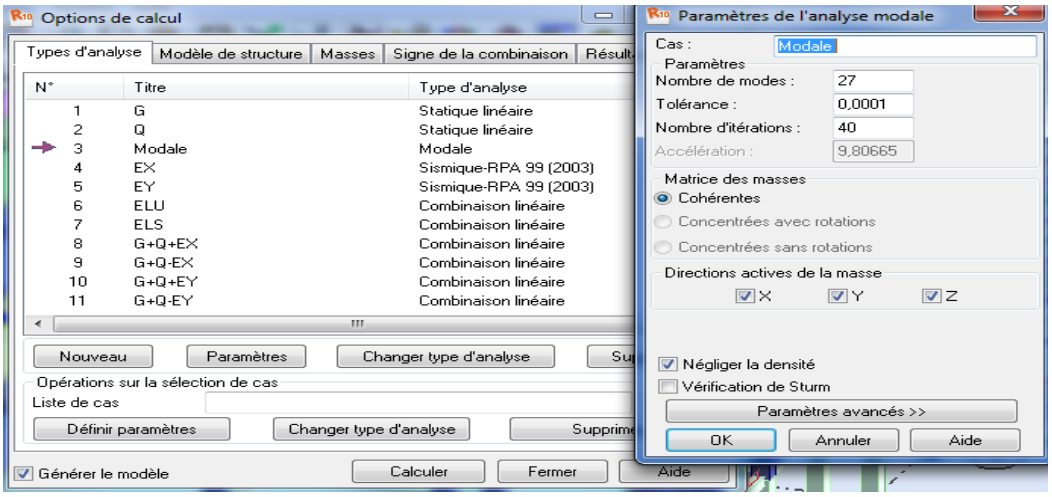


Figure 13 : Définition des charges dynamique

Alors on clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale** » les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran au-dessous

Puis on clique sur l'icône « **définir l'excentrement des masse** » et on introduit les valeurs montrées sur la figure suivante :

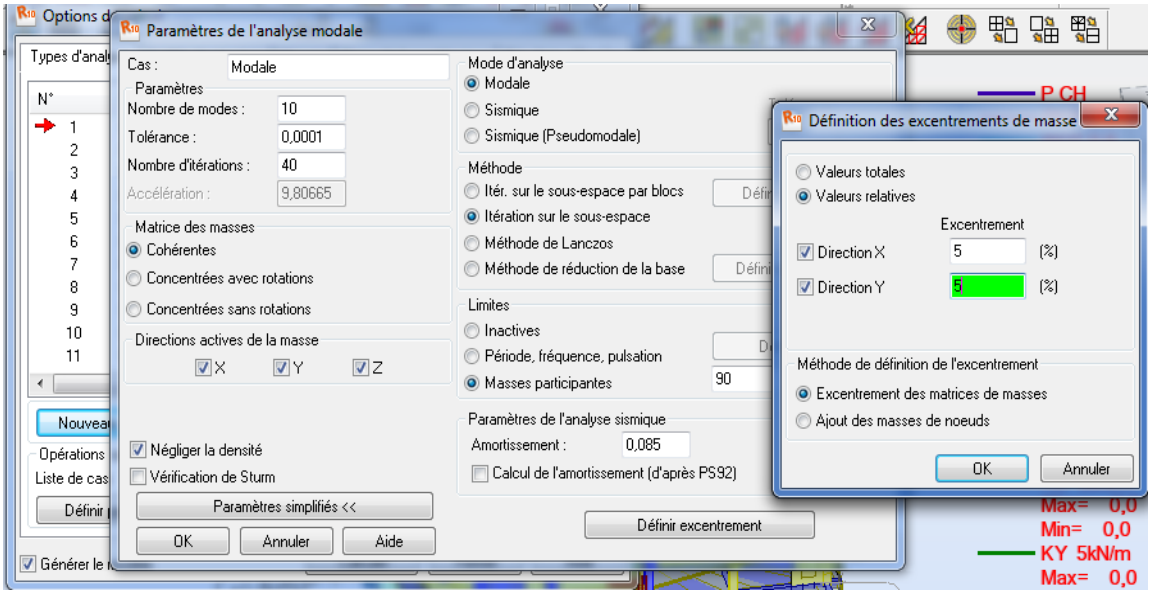


Figure 14 : Paramètres de l'analyse modale.

On clique une seconde fois sur « Nouveau », on coche la case sismique et choisir RPA 2003 et introduire ces paramètres dans le sens x puis y et valider

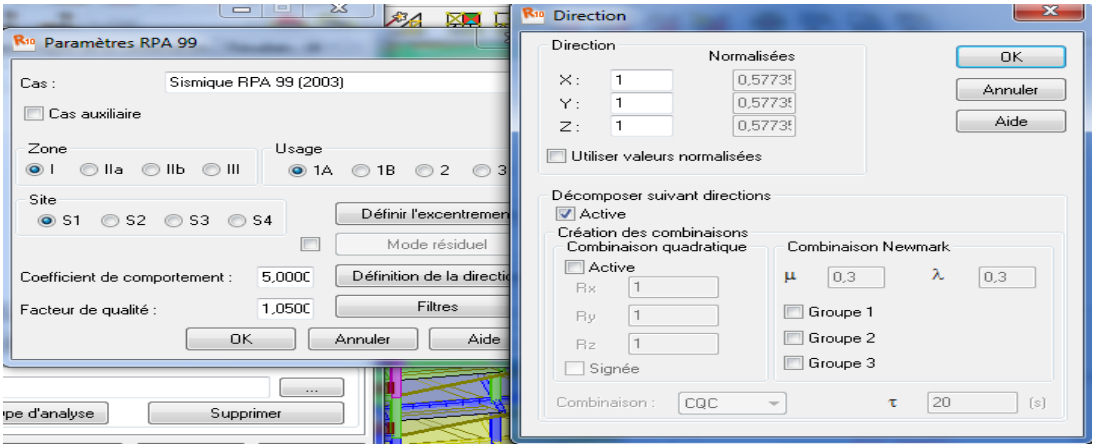


Figure 15 : Définition des paramètres du RPA

Comme ce logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduit dans la boite de dialogue « **option de calculs** » l'icône masse puis convertir les cas ou on choisit la charge G puis fermer. Choisir la direction ainsi que le coefficient et ajouter ; on refait la même opération pour la charge Q.

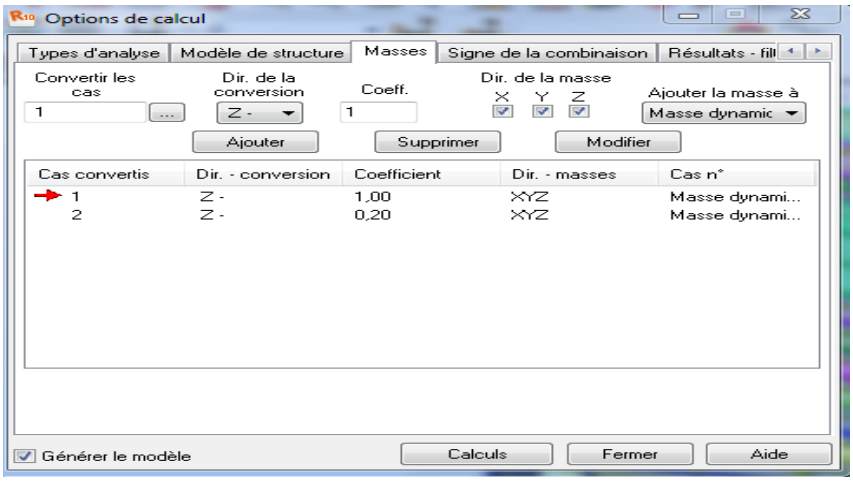


Figure 16 : Définition de la masse sismique

Et on aura les combinaisons suivantes :

Tableau 1. Les combinaisons d'action

.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.00+2*0.20
7 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.00
8 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+4)*1.00
9 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+4*-1.00
10 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+5)*1.00
11 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+5*-1.00
12 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+4*1.00
13 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+4*-1.00
14 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*1.00
15 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.80+5*-1.00
16 (C)	POID	Combinaison lin	ELU	poids propre	2*0.20+1*1.00

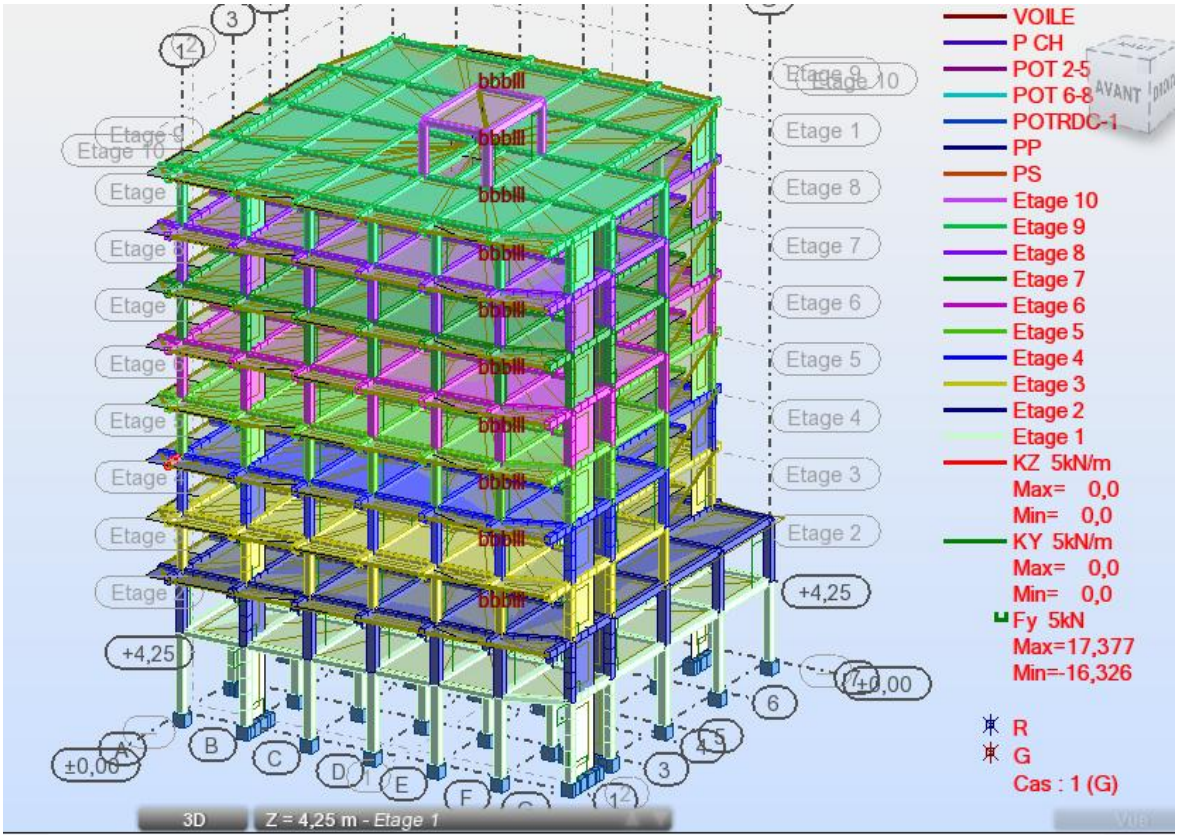


Figure 17 : vue finale de la structure

13. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

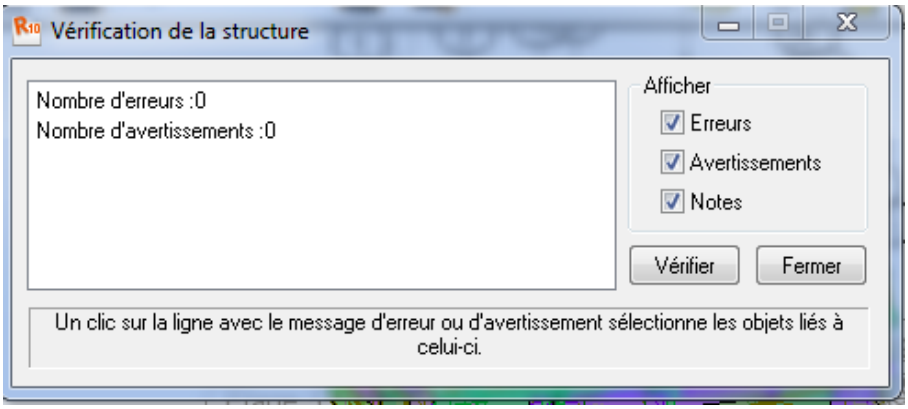


Figure 19 : Vérification de la structure

14. CALCUL DE LA STRUCTURE

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », et le calcul est lancé, ou bien icône .

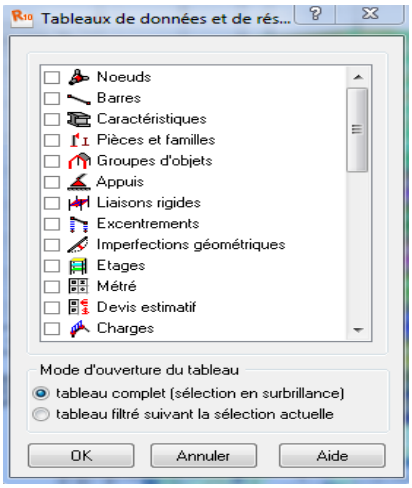


Figure 20 : Exploitation des résultats

15. VERIFICATION DES PERIODES

On clique sur le bouton droit de la souris, tableau, et on coche la case mode propre oubien dans le menu « **résultats** », « **avance** », « **mode propre** », on aura toutes lesinformations concernant l'analyse modale.

Tableau2. Résultats dynamiques

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,24	0,81	68,25	8,65	0,07	68,25	8,65	0,07	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 2	1,32	0,76	76,77	74,98	0,29	8,52	66,33	0,23	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 3	1,76	0,57	76,77	75,67	0,29	0,00	0,69	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 4	3,90	0,26	87,47	78,36	0,34	10,70	2,69	0,05	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 5	4,41	0,23	90,12	89,90	0,65	2,65	11,54	0,31	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 6	5,83	0,17	90,37	89,90	0,66	0,26	0,00	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 7	6,65	0,15	93,29	90,88	0,73	2,92	0,98	0,07	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 8	6,97	0,14	93,47	91,87	0,81	0,18	0,99	0,08	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 9	7,03	0,14	93,47	91,93	0,83	0,00	0,06	0,02	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 10	7,27	0,14	93,47	91,94	0,84	0,00	0,00	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 11	7,31	0,14	93,48	91,96	0,84	0,01	0,03	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 12	7,43	0,13	93,48	91,96	0,85	0,00	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 13	7,47	0,13	93,48	91,98	0,85	0,00	0,01	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 14	7,55	0,13	93,49	91,98	0,85	0,01	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 15	7,57	0,13	93,49	92,02	0,86	0,00	0,04	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 16	7,70	0,13	93,85	92,03	1,22	0,35	0,01	0,36	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 17	7,73	0,13	93,85	92,05	1,26	0,01	0,02	0,05	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 18	7,82	0,13	93,86	92,06	1,27	0,00	0,00	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 19	7,89	0,13	93,86	92,06	1,33	0,00	0,01	0,05	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 20	7,89	0,13	93,87	92,07	1,33	0,01	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 21	7,92	0,13	93,87	92,09	2,43	0,00	0,03	1,10	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 22	7,96	0,13	93,94	92,10	2,43	0,06	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 23	7,99	0,13	93,94	92,10	2,43	0,00	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 24	8,00	0,12	93,94	92,10	2,43	0,01	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 25	8,05	0,12	93,94	92,10	2,44	0,00	0,00	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 26	8,06	0,12	93,95	92,11	2,46	0,01	0,01	0,02	2742919,05	2742919,05	2742919,05
3/ 27	8,09	0,12	93,96	92,14	2,46	0,00	0,03	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 1	1,24	0,81	68,25	8,65	0,07	68,25	8,65	0,07	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 2	1,32	0,76	76,77	74,98	0,29	8,52	66,33	0,23	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 3	1,76	0,57	76,77	75,67	0,29	0,00	0,69	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 4	3,90	0,26	87,47	78,36	0,34	10,70	2,69	0,05	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 5	4,41	0,23	90,12	89,90	0,65	2,65	11,54	0,31	2742919,05	2742919,05	2742919,05
4/ 6	5,83	0,17	90,37	89,90	0,66	0,26	0,00	0,01	2742919,05	2742919,05	2742919,05

Valeurs | Extrêmes globaux | Info

on clique sur extrême globaux et on obtient les valeurs max et min.

Tableau 3. L'analyse modale

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	8,09	0,81	93,96	92,14	2,46	68,25	66,33	1,10	2742919,05	2742919,05	2742919,05
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	27	1	27	27	27	1	2	21	1	1	1
MIN	1,24	0,12	68,25	8,65	0,07	0,00	0,00	0,00	2742919,05	2742919,05	2742919,05
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	27	1	1	1	12	6	3	1	1	1

16. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DES NŒUDS

On coche la case (déplacement des noeuds) dans le tableau précédent ou bien dans lemenu « **résultats** » « **déplacements** » et on aura les déplacements des nœuds de la structure.

Tableau 4: Déplacements des nœuds

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,3	1,3	0,1	0,001	0,001	0,000
Noeud	373	1779	3081	515	2485	3503
Cas	4	5	5	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	5
Mode	CQC	CQC	CQC			CQC
MIN	-1,4	-1,4	-0,5	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	373	1779	1770	512	1770	3503
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

17. VERIFICATION DE LA FLECHE

Même opération que la précédente, en cochant (flèche des barres).

Tableau 5 : Vérification des déformations

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,0	0,1
Barre	27	25	503
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0,0	-0,0	-0,2
Barre	27	31	1214
Cas	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode			

18. REACTIONS D'APPUIS

Tableau 6 : Réactions d'appuis

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	220,250	182,286	1760,335	83,202	84,399	0,871
Noeud	3817	3793	19	3793	3745	50
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-195,984	-188,744	-678,188	-82,574	-94,370	-0,816
Noeud	106	3769	19	3769	3817	50
Cas	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	4	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode			CQC			

19. LES EFFORTS INTERNES DANS LES BARRES

Si on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats et on valide.

Tableau 7 : Les efforts internes

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	58,569	10,352	159,096	9,457	121,882	6,809
Barre	316	1072	502	770	502	786
Noeud	107	345	163	324	163	331
Cas	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	-57,516	-10,278	-150,715	-7,940	-125,722	-6,826
Barre	315	1072	385	891	502	786
Noeud	20	345	114	129	163	331
Cas	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

20. Diagramme des efforts dans les barres

Dans le menu « résultat » on clique « **diagramme barres** », on clique sur la case « paramètre » pour régler l'affichage des diagrammes.

i on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des effortsnormaux il suffit de cocher la case correspondante (efforts normaux FX ; efforts tranchants FZ, FY ; moments MY, MZ) appliquer et fermer

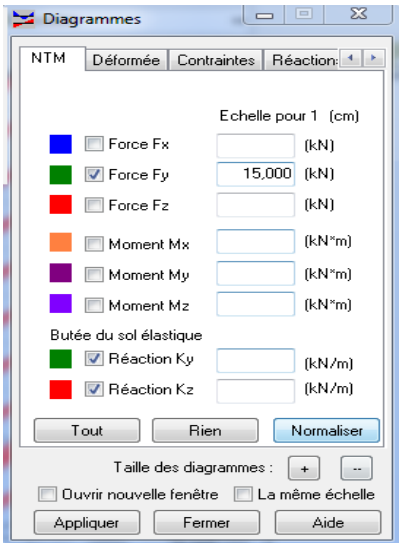
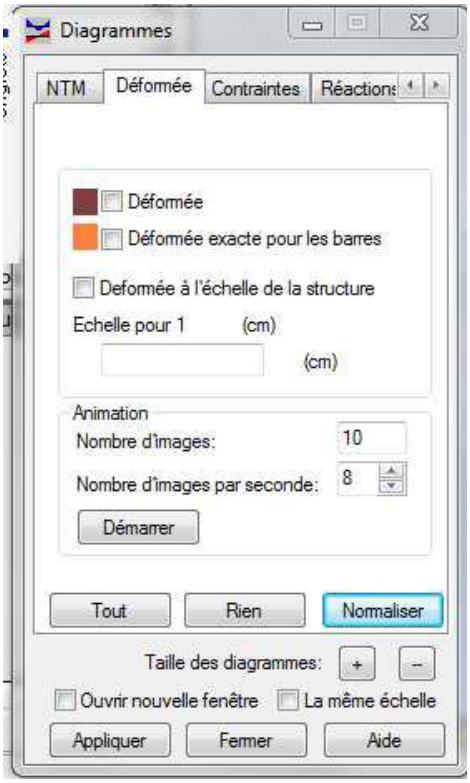


Figure 21 : Diagrammes-barres



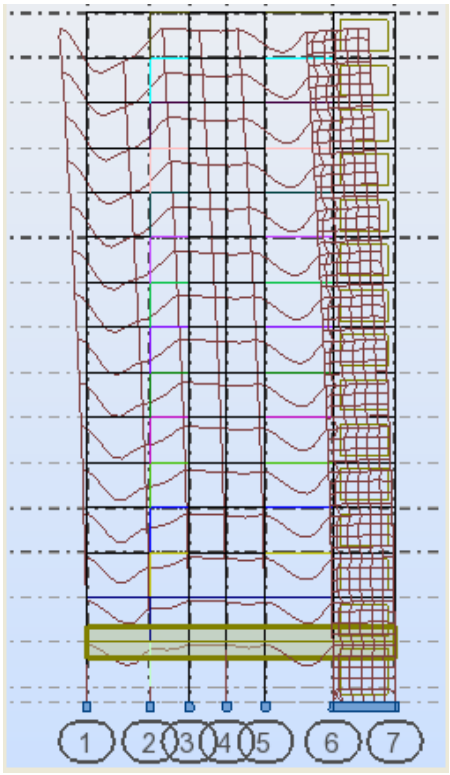


Figure 22 : déformée d'un portique

21. LES EFFORTS DANS LES VOILES

Dans le menu « résultats » on clique sur « **cartographie-panneau »,** on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de la commande recherchée, le résultat s'affiche comme notre exemple.

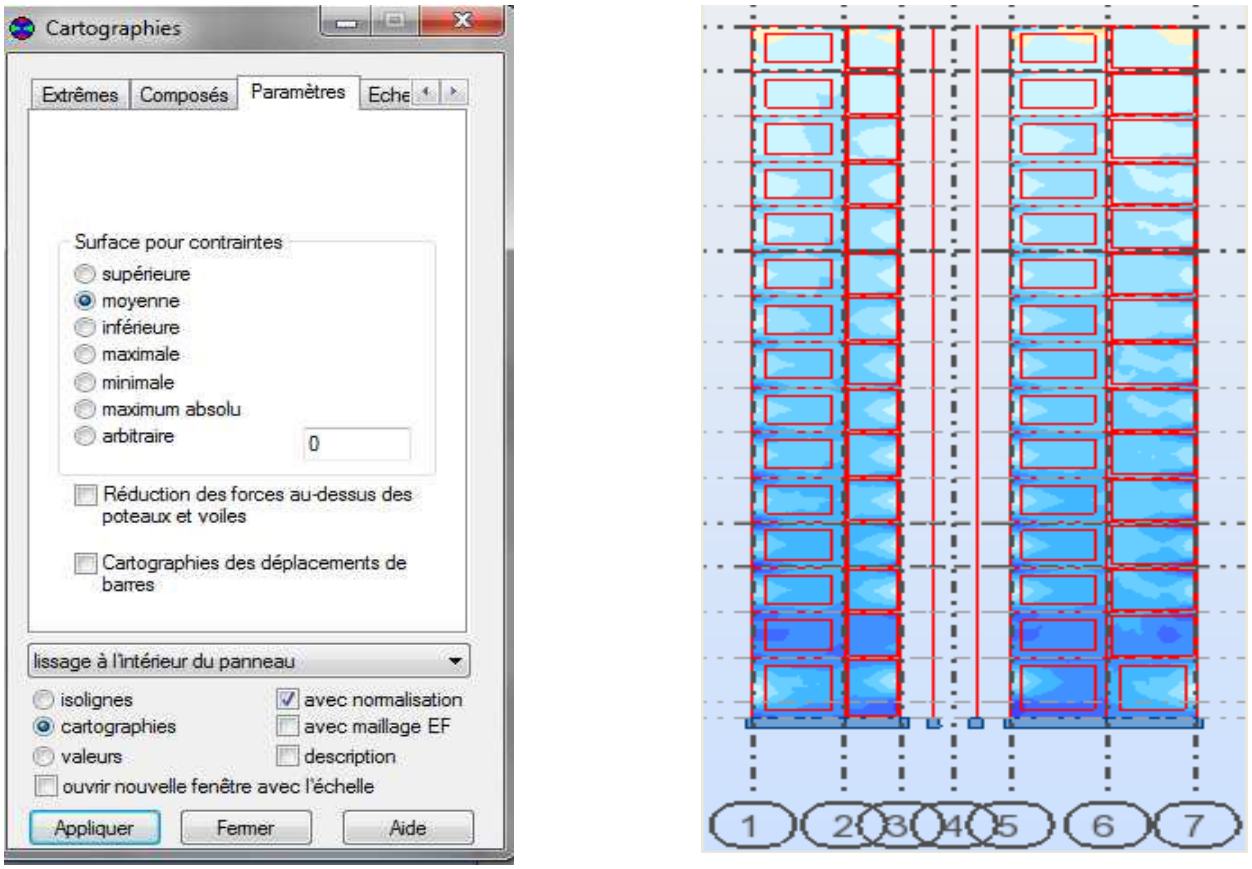


Figure 23 : Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans des tableaux « Panneau », « résultats réduits pour les panneaux »

22. NOTE DE CALCUL

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simplifiés ou complète. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer

CONCLUSION

On a présenté dans ce chapitre les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur notre structure à étudier.

CHAPITRE V
VERIFICATION RPA

V. Les différentes vérifications du RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la Réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires

1. Nombre de modes

La somme des masses modales effectives dans le 5^{éme} mode suivant le sens x-x et le 7^{éme} mode suivant y-y dépasse 90% de la masse totale de la structure.

2. Justification du système de contreventement

- Charges sismique reprises par les portiques :

Sens xx : 29,85 %

Sens yy : 30,34 %

- Charges sismique reprises par les voiles :

Sens xx : 70,15 %

Sens yy : 69,66 %

✓ **Sollicitations dues aux charges verticales**

Les voiles :31%

Les poteaux : 69%

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003 l**e système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

3. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient **(A)** est donné par le tableau **(4-1.RPA99/2003)** Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

Zone IIa
Groupe 2 ⟹ **A=0,15**

b) Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient **(R)** est donné par le tableau **(4-3. RPA99/2003)** en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5.**

c) Facteur de qualité Q

$$\mathbf{Q=1+\sum_1^6 p_q}$$

Pq : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(4-4.RPA99/2003)**

Tableau V.1 facteur de qualité Qx

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan.	OUI	0
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc : **Qx**=1+ (0,05+0+0+0+0+0) = 1

Qx=1,05

Tableau V.2 facteur de qualité Qy

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan.	OUI	0
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc Qy=1+ (0+0+0+0,05+0+0) = 1,05 **Qy =1,05**

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s. \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{3.0}^{\frac{2}{3}}\right] \left[\frac{3.0}{T}\right]^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s. \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **(47.RPA99/2003).**

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3⇨T2 =0,50 s**

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau **(42.RPA99/2003).**

ξ =7%⇨ Construction auto stable.

ξ =10 %⇨ Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$ OK

T : Période fondamentale de la structure **(4-24.RPA99/2003).**

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

H_N: Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

⇨h_N= 31,90 m

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau **(4-6. RPA99/2003).**

⇨C_T= 0,05

⇨$0,05(31,90)^{\frac{3}{4}}$ =0,67 s

Les périodes donnés par robot (2010) sont :

T_1Robot = 0,81 1 ère mode translation.

T_2Robot = 0,76 2 éme mode translation.

T_3Robot = 0,57 3éme mode rotation.

T Robot = **0,81 < 1,3 T calculer** = (1,3×0,67) =**0,87 s** ⟹ **condition vérifier.**

- ✓ **Calcul de la valeur de D**

on a : $T_2 \le T \le 3.0s.$ ⟹ $2,5\ \eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}}$

T=0,93 >T_2=0,50 ⟹ $2,5\ n\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} = 2,5\eta\left[\frac{0,50}{0,67}\right]^{\frac{2}{3}} = 1,56$

⇨D=1,56

4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6. RPA99/2003)

La résultante des forces sismiques à la base **(VD)** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

W=26901,345 KN

Vsx=$\frac{A\times D\times Qx}{R}$**×W=**$\frac{0,15\times 1,56\times 1,05}{5}$**×26901,345** = 1321,93 KN

Vsx=1321,93 KN

Vsy=$\frac{A\times D\times Qy}{R}$**×W=**$\frac{0,15\times 1,56\times 1,05}{5}$**×26901, 345** =1321,93 KN

Vsy=1321,93 KN

Sens xx : **80%**V_{SX}= 1057,55 <V_{DX}**Robot** = 1234,889 kN

Sens yy : **80%**V_{SY}=1057,55 <V_{DY}**Robot** = 1322,073 kN

5. Vérification de l'excentricité

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

$\mathbf{e_x}$ et $\mathbf{e_y}$ **:** Excentricités accidentelles

E_X *et* E_Y : Excentricités théoriques

Tableau V.3 valeurs de l'excentricité

Etage	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_X	E_Y	e_x	e_y
RDC	11,28	10,63	10,97	11,26	1,13	1,09	0,31	0,93
1	12,06	10,97	10,97	11,26	1,19	1,23	1,09	0,28
2	10,69	10,15	10,87	11,23	1,19	1,23	0,18	1,08
3	10,69	10,15	10,87	11,23	1,19	1,23	0,18	1,08
4	10,69	10,15	10,87	11,23	1,19	1,23	0,18	1,08
5	10,69	10,15	10,87	11,23	1,19	1,23	0,18	1,08
6	10,69	10,15	10,88	11,26	1,19	1,23	0,19	1,11
7	10,69	10,15	10,88	11,26	1,19	1,23	0,19	1,11
8	10,18	10,19	10,88	11,26	1,19	1,23	0,70	1,07

6. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3. RPA99/2003

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

$\boldsymbol{\delta_K}$**=K**$\boldsymbol{\delta_{ek}}$

Avec :

R : Coefficient de comportement **R=5**

δek : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

Δk=$\boldsymbol{\delta_k}$**-**$\boldsymbol{\delta_{k-1}}$

D'âpre le **(art 5.10. RPA99/2003)**le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

TableauV.4 du déplacement latéral inter étage

Etage	R	δ_{KX}(cm)	δ_{KY}(cm)	Δ_{KX}(cm)	Δ_{KY}(cm)	1%h (cm)
RDC	5	5 x 0,1= 1	5 x 0,1= 0,5	0,5	0,5	4,25
1	5	5 x 0,3= 1,5	5 x 0,2= 1	0,5	1	3,23
2	5	5 x 0,4= 2	5 x 0,4= 2	0,5	1	3,06
3	5	5 x 0,6= 3	5 x 0,6= 3	1	1	3,06
4	5	5 x 0,8= 4	5 x 0,7= 3,5	1	0,5	3,06
5	5	5 x 0,9 = 4,5	5 x 0,9= 4,5	0,5	1	3,06
6	5	5 x 1= 5	5 x 1,1= 5,5	0,5	1	3,06
7	5	5 x 1,2= 6	5 x 1,2= 6	1	0,5	3,06
8	5	5 x1,3 = 6,5	5 x 1,3= 6,5	0,5	1	3,06

Conclusion

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage ⇨ Condition vérifiée.

7. Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\boldsymbol{v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0{,}30}$$

$\boldsymbol{Nd}$: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $\boldsymbol{G + Q \pm E.}$

$\boldsymbol{Bc}$: est l'aire (section brute) de cette dernière.

$\boldsymbol{f_{c28}}$: est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de RDC (45×45)cm^2 Nd = 1040,830 kN

v=$\frac{1040,830 \times 10^3}{450x450\times25}$= 0,21 ≤ 0,30 de la condition du RPA ⟹ **Condition vérifiée**.

Pour les poteaux de2^{eme} au 5emeétages(40×40)cm^2 Nd = 568,199 kN

v=$\frac{568,199\times10^3}{400x400\times25}$ = 0,14 < 0,30 de la condition du RPA ⟹ **Condition vérifiée.**

Pour les poteaux de6^{eme} au 8emeétages(35×35)cm^2 Nd = 183,387 kN

v=$\frac{183,387\times10^3}{350x350\times25}$ = 0,06 < 0,30 de la condition du RPA ⟹ **Condition vérifiée.**

8. Déplacement maximal

δmax ≤ f =$\frac{h_n}{500}$

On à $\delta x = \delta y = 1$ <f =$\frac{3190}{500}$= 6,38 ⟹ **Condition vérifiée**

❖ Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003)

Les effets de 2°ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

θ = $\frac{Pk \times \Delta k}{V_K \times h_K}$≤ **0 ,10**

Avec :

Pk : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

hk: Hauteur d'étage « k ».

Tableau V.4Déplacement relatif d'étage

		Sens X X				Sens Y Y			
Niveau	**P(KN)**	**Δ_k**	**V_K**	**h_k**	**θ_x**	**Δ_k**	V_K	**h_k**	**θ_Y**
RDC	3135,394	0,005	1006,079	4,25	0,004	0,005	094,722	4,25	0,003
1	3252,714	0,005	479,709	3,23	0,010	0,01	616,146	3,23	0,016
2	2791,465	0,005	447,401	3,06	0,010	0,01	600,011	3,06	0,015
3	2801,481	0,01	464,636	3,06	0,019	0,01	630,159	3,06	0,014
4	2824,435	0,01	437,785	3,06	0,021	0,005	611,008	3,06	0,015
5	2803,438	0,005	423,343	3,06	0,012	0,01	600,147	3,06	0,015
6	2802,882	0,005	294,639	3,06	0,016	0,01	415,703	3,06	0,022
7	2765,073	0,01	268,813	3,06	0,034	0,005	386,422	3,06	0,012
8	3702,688	0,005	249,777	3,06	0,024	0,01	383,212	3,06	0,032

CHAPITRES VI
Ferraillage des éléments structuraux

VI .1 Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments non exposés 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.
Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- 1.35G + 1.5 Q…….….à l'ELU
- G + Q ± E……RPA99 révisé 2003.
- 0.8 G ± E…….....RPA99 révisé 2003.

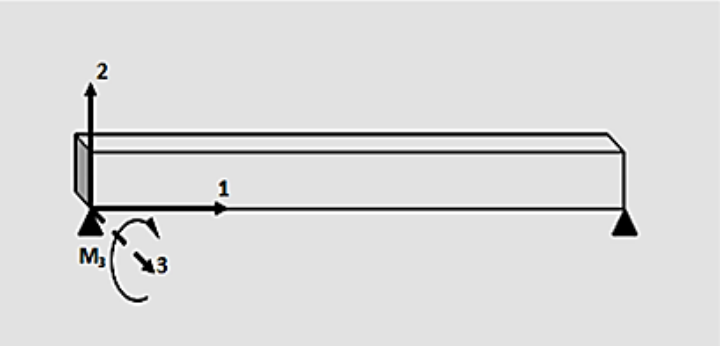


Figure* VI.*1 : *La convention de signes pour les efforts internes dans les poutres*

VI .2 Recommandation du RPA 99/version 2003

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre estde 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :

- ✓ **4%** en zone courante.
- ✓ **6 %** en zone recouvrement.

➢ **Poutre principales (30x40)**

- Amin = 0.5%(bxh) = 0,005 x 30 x 40 = 6 cm².
- Amax = 4%(bxh) = 0,04 x 30 x 40 = 48 cm² (zone courante).
- Amax = 6%(bxh) = 0,06 x 30 x 40 = 72 cm² (zone nodale).

➢ **Poutre secondaire (30x30)**

- Amin = 0.5%(bxh) = 0,005 x 30 x 30 = 4,5 cm².
- Amax = 4%(bxh) = 0,04 x 30 x 30 = 36 cm² (zone courante).
- Amax = 6%(bxh) = 0,06 x 30 x 30 = 54 cm² (zone nodale).

- La longueur minimale de recouvrement est de **40∅**en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0{,}003\ S_t\ b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ ⟶ En zone nodale.

$S_t^{min} \leq \frac{h}{2}$ ⟶ En zone de recouvrement.

$\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

1) CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

- **Armatures longitudinales**
  - **Calcul des moments réduit ultime**

$$\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}}} \quad ; \boldsymbol{f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}}$$

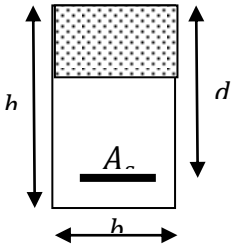
Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

- $\boldsymbol{1^{er}cas}$: $\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

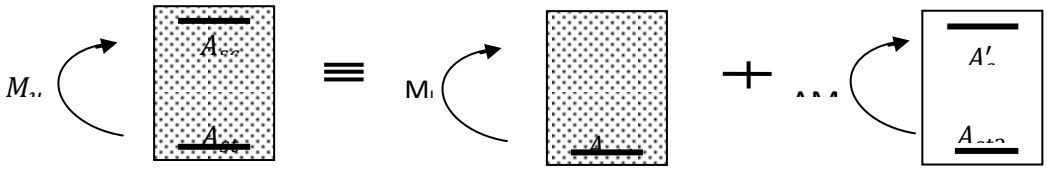
$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

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



- $\boldsymbol{2^{er}cas}$: $\mu > \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.D.A**)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



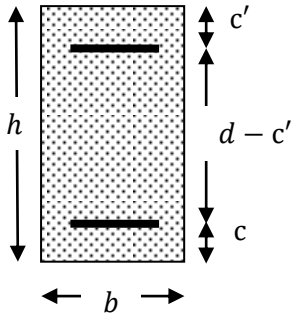
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$M_u = \mu_l . b . d^2 . f_{bu}$

$\Delta M = M_u - M_l$

$A_{st} = A_{st1} - A_{st2}$ Avec : $\begin{cases} A_{st1} = \frac{M_l}{\beta_l . d . \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}} \end{cases}$

$A_{sc} = A'_s$ Avec : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}}$



Soit :

- $\boldsymbol{A_{st}}$ **:** Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas ;
- $\boldsymbol{A_{sc}}$ **:** Section d'acier supérieure la plus comprimée ;
- $\boldsymbol{M_u}$ **:** Moment de flexion.

❖ Exemple de calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui inférieur, en zone I :

$\mu = \frac{M_f}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{111{,}46 x\ 10^6}{300 x 370^2 x 14{,}2} = 0{,}191 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ SSA

$$\mu = 0{,}204 \rightarrow \beta = 0{,}893$$

$A_s = \frac{M}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{111{,}46 x 10^6}{0{,}893 x 370 x 348} = 9{,}69$ cm²

On opte pour : **3HA16+3HA14=10,65cm²**

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

2) FERRAILLAGE DES POUTRES

✓ Poutres principales

TableauVI.1 : Résumé de calcul des poutres principales

Zones	Localisation	M_u(kN.m)	μ	Observ	β	A_{cal} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Zone I	Travée	113,470	0,194	SSA	0,891	9,89	3HA16+3HA14=10,65
	Appui	111,46	0,191		0,893	9,69	3HA16+3HA14=10,65
Zone II	Travée	117,877	0,202		0,886	10,33	3HA16+3HA14=10,65
	Appui	90,706	0,155		0,916	7,69	3HA16+2HA12=8,29
Zone III	Travée	103,16	0,176		0,902	8,88	3HA16+2HA14=9,11
	Appui	88,838	0,152		0,917	7,52	3HA6+2HA12=8,29

✓ Poutres secondaires

Tableau VI.2 : Résumé de calcul des poutres secondaires

Zones	Localisation	M_u (kN.m)	μ	Observé	β	A_{cal} (cm²)	$A_{adoptée}$ (cm²)
Zone I	Travée	21,609	0,0696	SSA	0,964	2,38	3HA12=3,39
	Appui	22,711	0,073		0,963	2,51	3HA12=3,39
Zone II	Travée	24,049	0,077		0,960	2,66	3HA12=3,39
	Appui	31,33	0,100		0,947	2,73	3HA12=3,39
Zone III	Travée	20,122	0,064		0,967	2,21	3HA12=3,39
	Appui	28,972	0,093		0,952	3,24	3HA12=3,39

3) Vérifications des conditions du RPA

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est : A_{min} = 0,5% (b x h)

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

b) Armatures transversales

- **Poutres principales :**

-$S_t \leq$ min (h/4 ; 12$\emptyset_1$) = min (40/4 ; 12 (1,6)) St= 10cm En zone nodale

-$S_t \leq$ h/2 = 40/2 S_t= 20cm en zone courante

Et

-A_t= 0,003. St. b = 0,90 cm² en zone nodale

A_t= 0,003. St. b = 1,80 cm² en zone courante

Soit **: A_t= 4HA8 = 2,01 cm²**

- **Poutres secondaires :**

-$S_t \leq$ min (h/4 ;12 $\emptyset$) = min (30/4 ; 12 (1,2)) S_t = 7,5 cm S_t= 10cm En zone nodal

-$S_t \leq$ h/2 = 30/2 St= 15cm en zone courante

Et :

-A_t= 0,003. St. b = 0,90 cm² en zone nodal

-A_t= 0,003. St. b = 1,35 cm² en zone courante

Soit **: A_t= 3HA8 = 1,51 cm²**

c) DELIMITATION DE LA ZONE NODALE

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre

L'=2x40=80cm, pour les poutres principales.

L'=2x30=60cm, pour les poutres secondaires.

4) VERIFICATIONS A L'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité

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

- Poutres principales de (30 x 40) : $A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x30x37x\frac{2{,}1}{400} = 1{,}34cm^2$
- Poutres secondaires (30 x 30) : $A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x30x27x\frac{2{,}1}{400} = 0{,}98cm$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/Art.1.5.1.32)

$$\boldsymbol{T_u \leq \overline{T}_u} = 0{,}40\ \frac{0{,}9.b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales**

$$\overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9x0{,}30x0{,}37x25x10^3}{1{,}5} = 666KN$$

$T_u = 159{,}096KN < \overline{T}_u = 666KN$ ……**condition vérifiée.**

- **Poutres secondaires**

$$\overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9x0{,}30x0{,}27x25x10^3}{1{,}5} = 486\ KN$$

$T_u = 30{,}318\ KN < \overline{T}_u = 486\ KN$ ……**condition vérifiée**

c) VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right\}$$

- **Poutres principales**

$\tau_u = \frac{159{,}096x10^{-3}}{0{,}30x0{,}37} = 1{,}43\ MPa < 3{,}33\ MPa$……...**condition vérifiée.**

- **Poutres secondaires**

$\tau_u = \frac{30{,}318x10^{-3}}{0{,}30x0{,}27} = 0{,}37\ MPa < 3{,}33\ MPa$…….**condition vérifiée.**

d) INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LES ARMATURES LONGITUDINALES

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d}\right) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d}\right)$

D'où $A_s \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d}\right)$

Si $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d}\right) < 0$ ⟶ La vérification n'est pas nécessaire.

- **Poutres principales**

$T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d} = 159{,}096 - \frac{111{,}46}{0{,}9x0{,}37} = -175{,}62\ KN$

- **Poutres secondaires**

$T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9.d} = 30{,}318 - \frac{31{,}33}{0{,}9x0{,}27} = -98{,}61\ KN$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

e) VERIFICATION DE L'ADHERENCE ET DE L'ENTRAINEMENT DES BARRES

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s . f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$\tau_s = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U_i}$ Avec $\sum U_i$ = Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales : 3HA16+3HA14+2HA12

$$\sum U_i = \pi(3x1{,}6 + 3x1{,}4 + 2x1{,}2) = 30{,}66cm$$

$\tau_s = \frac{159{,}096x10^3}{0{,}9x370x306{,}6} = 1{,}56cm < \bar{\tau}_s$ ..... **condition vérifiée.**

Poutres secondaires : 3HA14

$$\sum U_i = \pi(3x1{,}2) = 11{,}304cm$$

$\tau_s = \frac{30{,}318x10^3}{0{,}9x270x113{,}04} = 1{,}103\ cm < \bar{\tau}_s$ ..... **condition vérifiée**.

f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts.

$l_s = \frac{\phi f_e}{4.\tau_s}$ Avec $\tau_s = 0{,}6.\Psi_s^2.f_{t28} = 2{,}835MPa$

- $\boldsymbol{\phi 12}$: l_s = 42,33 cm
- $\boldsymbol{\phi 14}$: l_s= 49,38cm
- $\boldsymbol{\phi 16}$: l_s = 56,44 cm

Le BAEL admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « 0,4.l_s » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: l_c = 16,93 cm

Pour les $\phi 14$: l_c= 19,75cm

Pour les $\phi 16$: l_c = 22,58cm

5) VERIFICATION A L'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de résistance du béton à la compression

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suite :

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0.6 \times f_{c28}$=$\bar{\sigma}_{bc}$=15MPa avec K = $\frac{1}{K_1}$ → $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

Avec :$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

A : section d'armatures adoptée à l'ELU

σ_s : Contrainte dans les aciers.

On calcule :ρ_1=$\frac{100.A}{b.d}$

Les résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux suivent

Tableau VI.3 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

Zones	Localisation	Ms (kN.m)	As (cm²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	60,47	10,65	0,959	0,863	21,50	177,8	8,26	15	Vérifiée
	Appui	41,14	10,65	0,959	0,863	21,50	120,98	5,62	15	Vérifiée
Zone II	Travée	69,74	10,65	0,959	0,863	21,50	205,08	9,54	15	Vérifiée
	Appui	41,58	8,29	0,746	0,876	25,16	181,71	7,22	15	Vérifiée
ZoneIII	Travée	69,72	9,11	0,82	0,870	23,61	237,75	10,07	15	Vérifiée
	Appui	41,29	8,29	0,746	0,876	25,16	153,67	6,11	15	Vérifiée

Tableau VI.4 :Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

Zones	Localisation	Ms (kN.m)	As (cm²)	ρ_1	β_1	K1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Condition
Zone I	Travée	4,933	3,39	0,418	0,901	35,50	59,82	1,68	15	Vérifiée
	Appui	4,183	3,39	0,418	0,901	35,50	50,72	1,43	15	Vérifiée
Zone II	Travée	9,263	3,39	0,418	0,901	35,50	112,32	3,16	15	Vérifiée
	Appui	9,034	3,39	0,418	0,901	35,50	109,54	3,085	15	Vérifiée
ZoneIII	Travée	8,165	3,39	0,418	0,901	35,50	99	2,79	15	Vérifiée
	Appui	8,08	3,39	0,418	0,901	35,50	97,98	2,76	15	Vérifiée

VI.2 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

➢ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q → àl'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E →RPA99 révisé2003.
- 0,8G±E →RPA99 révisé2003.

➢ Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

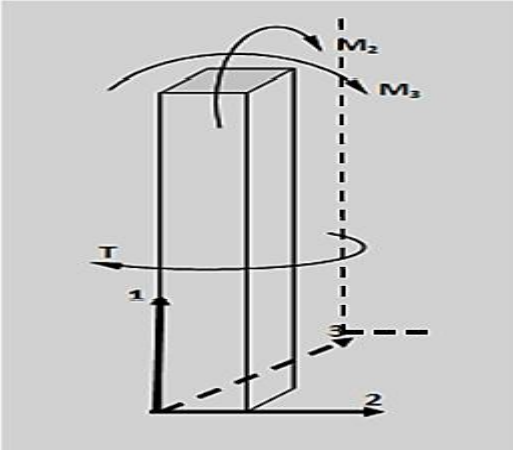


Figure* VI.*2*:** La convention de signes pour les efforts internes dans les poteaux*

1) LES RECOMMANDATIONS DU RPA 99

a) LES ARMATURES LONGITUDINALES

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
-Le diamètre minimal est de **12 mm.**
-La longueur minimale de recouvrement est de **40ϕ.(zone IIa)**
-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm.**
Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% b*x*h(en zone II)

- Poteau (45x45) : Amin=0,008x45x45= 16 ,2 cm²
- Poteau (40x40) : Amin=0,008x40x40= 12,8 cm²
- Poteau (35x35) : Amin=0,008x35x35= 9,8 cm²

✓ **Le pourcentage maximal d'armatures sera 6% b*x*h(en zone II)**

- Poteau (45x45) : Amin=0,06x45x45= 121,5 cm²

- Poteau (40x40) : Amin=0,06x40x40= 96 cm²
- Poteau (35x35) : Amin=0,06x35x35= 73.5 cm²

✓ **Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% b*x h*(en zone II)**

- Poteau (45x45) : Amin=0,04x45x45= 81 cm²
- Poteau (40x40) : Amin=0,04x40x40= 64 cm²
- Poteau (35x35) : Amin=0,04x35x35= 49 cm²

b) LES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

❖ Le diamètre$\phi_t$des armatures transversales doit être égal au moins à :

$\phi_t = \frac{1}{3}\phi_L^{max}$Avec : ϕ le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

❖ L'espacement des armatures transversal doit être au plus égal à :

$s_t \leq min\{15\phi_L^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$ (BAEL91 Art 8.1.3)

Avec :

a: la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99/2003 : $s_t \leq min\{10\phi_L^{min}; 15cm\}$en zone nodale.

$\boldsymbol{s_t \leq \phi_L^{min}}$en zone de recouvrement.

❖ **Le rôle des armatures transversales consiste à**

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

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$(RPA99/2003 Art7.4.2.2)

Avec :

V_u: effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\boldsymbol{\rho_a}$ = 2.50 si l'élancement géométrique $\lambda g \geq 5$

$\boldsymbol{\rho_a}$ = 3.75 si l'élancement géométrique $\lambda g < 5$

$\mathbf{A_t}$: armatures transversales.

$\mathbf{S_t}$: espacement des armatures transversales.

Avec :

$\boldsymbol{\lambda_g}$:Élancement géométrique

- **Quantité d'armatures transversales minimale :** (RPA99/2003 Art 7.4.2.2)

$\frac{A_t}{b.S_t}$ En % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\%$

Si$3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

- **Calcul d'élancement géométrique :**

$$\boldsymbol{\lambda_g = \left[\frac{L_f}{i}\right]\ ;\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}}$$

Avec :

$\boldsymbol{b}$; $\boldsymbol{d}$: Les dimensions de la section du poteau ;

$\boldsymbol{L_f = 0.7h_0}$ *:* longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à $135°$ayant une longueur droite de $10t$minimum.

2) CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

- ✓ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

- ✓ **Calcul du centre de pression**

Deux cas peuvent se présenter : $\boldsymbol{e_u = \frac{M_u}{N_u}}$

- ➢ **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

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

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$N_u.(d - c') - M_f \leq (0.337.h - 0.81.c)b.h^2.f_{bc}$

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

$\boldsymbol{M_f}$ **:** Moment fictif.

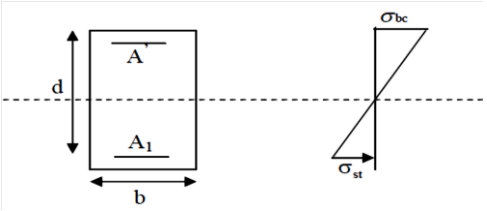


Figure* VI *2 : *Section de ferraillage.*

- **Calcul des armatures**

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

✓ **Si : $\boldsymbol{\mu \leq \mu_l = 0.392}$ la section est simplement armée.**

$\mu \longrightarrow \beta \Longrightarrow A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$

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

✓ **Si : $\boldsymbol{\mu > \mu_l = 0.392} \Longrightarrow$ la section est doublement armée.**

On calcule :$M_f = \mu_l.b.d^2.f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$A_f = \frac{M_f}{\beta_\gamma.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$; $A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :$\boldsymbol{M_r}$: Moment ultime pour une section simplement armée.

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

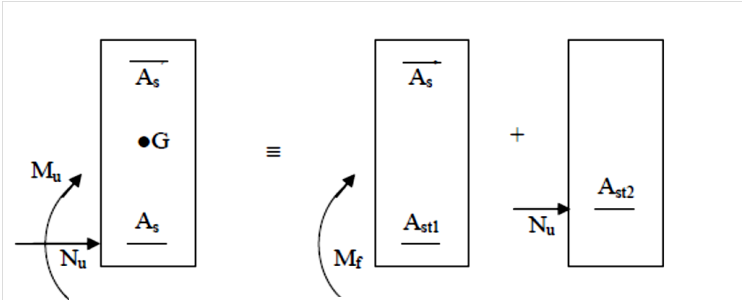


Figure* VI.*3 : *Section partiellement comprimée (S.P.C).*

➢ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

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

$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$N_u.(d - c') - M_f > (0.337.h - 0.81.c)b.h^2.f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ Si :$(0.337.h - 0.81.c)b.h^2.f_{bc} < N_u.(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$

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

Avec :$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u.(d-c') - 100.M_u}{100.b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$;f_{bc} en (MP_a) et M en $(N.m)$.

✓ **Si :$N_u.(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$**

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h).b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque : Si$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$(excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** Aire de la section du béton seul ;

σ_s: Contrainte de l'acier.

Tableau VI.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_d	$f_{c28}(MP_a)$	$f_{bc}(MP_a)$	γ_s	$f_e(MP_a)$	$\sigma_s(MP_a)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Le ferraillage des poteaux se fait par zones tel que :

- **ZONE I** : RDC-1er étage
- **ZONE II** : 2eme au 5eme étage
- **ZONE III** : 6eme au 8eme étage

3) Ferraillage des poteaux

❖ **Exemple de calcul pour le poteau (45x45)**

Sens x-x

Tableau VI.5 : les efforts les plus défavorables du Poteaux**(45x45)**

N_{max} (KN)	1216,411	M_{cr} (KN.m)	16,421
N_{min} (KN)	131,257	M_{cr} (KN.m)	1,411
N_{cr} (KN)	600,124	M_{max} (KN.m)	152,477

✓ **Calcul de centre de pression :** $e_u=\frac{M}{N}=\frac{16,421}{1216,411}=0,013m\leq 0,223m$

$N_u=N\times[eu+(0.5h-c)]=1216,411x\left[0,013+\frac{0,45}{2}-0,02\right]=265,78$ KN

$$\boldsymbol{N_u.(d-c')-M_f\geq\left(0,337-0,81x\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}}$$

$$M_f=M_u+N_u\left(\frac{h}{2}-c\right)=16,421+265,78\left(\frac{0,45}{2}-0,02\right)=70,91KN.m$$

$$265,78.(0,43-0,02)-70,91\geq\left(0,337-0,81x\frac{0.02}{0,45}\right).0,45.0,45^2.14200$$

38,06 <389,486 ⟶ Donc on a une **section entièrement comprimée.**

$\mu=\frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}=\frac{70,91\times10^3}{45\times43^2\times14,2}=0,06<\mu_1=0,39\longrightarrow\beta=0,997\longrightarrow$**SSA**

$A_f=\frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}=\frac{70,91\times10^3}{0,997\times43\times348}=4,75cm^2$

✓ **La section réale d'armature est :**

$A_s=A_f-\frac{N_u}{\gamma_s}=4,75-265,78\times\frac{10^3}{348\times10^2}=-2,89cm^2$

Remarque

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De ma même manière, on trouve les autres sections.

Les résultats de ferraillages calculés à l'aide de l'application SOCOTEC sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : ferraillage des poteaux avec les efforts les plus défavorables

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section (Cm²)	$A_{calculer}$ (Cm²)	A_{min} (Cm²)	Choix des barres	Section Adoptée (cm²)
Zone I	N_{max}=1216,41	M_{cr}=16,421	45x45	0	16,2	4HA16 + 8HA12	17,08
	N_{min}=131,257	M_{cr}=1,411		6,22	16,2		
	N_{cr}=600,124	M_{max}=152,477		0	16,2		
Zone II	N_{max}=851,126	M_{cr}=10,434	40x40	0,64	12,8	8HA16	16,08
	N_{min}=125,248	M_{cr}=17,345		5,77	12,8		
	N_{cr}=434,050	M_{max}=114,093		0	12,8		
Zone III	N_{max}=359,367	M_{cr}=6,476	35X35	0,73	9,8	4HA14 + 4HA12	10,68
	N_{min}=27,935	M_{cr}=12,377		4,14	9,8		
	N_{cr}=96,165	M_{max}=63,847		0	9,8		

4) VERIFICATION A L'ELU

a) Calcul des armatures transversales

❖ **Le Diamètre**

D'après le **[BAEL 91]** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33mm$ Soit $\phi_t = 8mm$

Soit **At= 6HA8 = 3,02 cm²**

❖ **L'espacement**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « St » des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **En zone nodale**

$S_t \leq min(10\phi_l^{min}; 15cm) \longrightarrow S_t \leq min(12cm\,; 15cm)$Soit **St = 10 cm**

✓ **En zone courante** :

$S'_t \leq 15\phi_l^{min} \longrightarrow$ $S_t \leq 18cm$ Soit **S_t = 15 cm**

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$……...$A_t^{min} = 0{,}3\%S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \geq 3$……$A_t^{min} = 0{,}8\%S_t \times b_1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$……..interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\boldsymbol{\lambda_g}$: Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$\boldsymbol{l_f} = 0{,}7L_0$: Longueur de flambement du poteau.

$\boldsymbol{L_0}$: Longueur libre de poteau.

- Poteau (45x45) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x4{,}25}{0{,}45} = 6{,}61$
- Poteau (40x40) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x3{,}23}{0{,}40} = 5{,}65$
- Poteau (35x35) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x3{,}06}{0{,}35} = 6{,}12$

➢ **Poteaux 45 x 45**

$6{,}61 \geq 5$

- **En zone nodale (S_t = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 45\ x\ 10 = 1{,}35\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

- **En zone courante (St = 15cm)**

$0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 45\ x\ 15 = 2{,}025\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

➢ **Poteau 40 x 40**

$5{,}65 \geq 5$

- **En zone nodale (S_t = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 40\ x\ 10 = 1{,}2\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

- **En zone courante (St = 15cm)**

$0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 40\ x\ 15 = 1{,}8\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

➢ **Poteau 35 x 35**

$6{,}12 \geq 5$

- **En zone nodale (S_t = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 35\ x\ 10 = 1{,}05\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

- **En zone courante (S_t = 15cm)**

$0{,}3\%x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 35\ x\ 15 = 1{,}575\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

❖ **Longueur de recouvrement**

Zone I : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}6 = 64cm$

Zone II : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}4 = 56cm$

Zone III : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}2 = 48cm$

❖ **Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91Article : A.6.1.221]**

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ Avec $\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2{}_s \times f_{t28}$

$\tau_{su} = 0{,}6(1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa

D'où : Pour $\phi = 1{,}6\ cm, L_s = \frac{1{,}6 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 56{,}44\ cm$; on prend $L_s = 60cm$

Pour $\phi = 1{,}4\ cm, L_s = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38\ cm$; on prend $L_s = 50cm$

Pour $\phi = 1{,}2\ cm, L_s = \frac{1{,}2 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 42{,}33\ cm$; on prend $L_s = 45cm$

❖ **Vérification au cisaillement** [RPA Art 7-4-3-2].

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 & \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 & \text{Si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$

Tableau VI.6 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux

ZONE	Niveau	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Condition
ZONE I	RDC-1	50,065	45	43	6 ,61	0,075	0,259	1,875	Vérifiée
ZONE II	2-5	43,221	40	38	5,65	0,075	0,284	1,875	Vérifiée
ZONE III	6-8	25,697	35	33	6,12	0,075	0,222	1,875	Vérifiée

❖ **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/2003)**

$h' = \max(\frac{h_e}{6};\ b_1; h_1; 60)$

Avec :

b_1 et **h_1** : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu des poteaux

Pour **RDC et 1er** : h' = max (385/6 ; 45 ; 45 ; 60 cm)

h' = max (64,17 ; 45 ; 45, 60 cm) = 64,17cm

Pour **2eme au 5eme étage** h' = max (283/6 ; 40 ; 40 ;60 cm)

h' = max (47,17 ; 40 ; 40;60 cm) = 60cm

Pour**6eme au 8eme étage** h' = max (266/6 ; 35 ; 35 ; 60 cm)
h' = max (44,33 ; 35 ; 35 ; 60 cm) = 60cm

5) VERIFICATIONS A L'ELS

a) Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$A_s \geq A_{min} = 0{,}23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0{,}455.d}{e_s - 0{,}185.d} \times b \times d$ Avec $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Tableau VI.7 : Ferraillage des poteaux avec les efforts les plus défavorable

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	e_s(m)	A_{min} (cm²)	$A_{dopté}$ (cm²)	Condition
Zone I	N_{max}=874,563	M_{cr}=11,742	0,013	6,43	17,08	Vérifiée
	N_{min}=434,161	M_{cr}=24,285	0,056	13,83		Vérifiée
	N_{cr}=434,161	M_{max}=41,556	0,0957	0		Vérifiée
Zone II	N_{max}=612,284	M_{cr}=7,520	0,012	5,06	16,08	Vérifiée
	N_{min}=243,419	M_{cr}=17,746	0,073	0		Vérifiée
	N_{cr}=269,993	M_{max}=26,873	0,099	0		Vérifiée
Zone III	N_{max}=258,913	M_{cr}=4,658	0,018	4,28	10,67	Vérifiée
	N_{min}=46,570	M_{cr}=4,854	0,104	0		Vérifiée
	N_{cr}=88,766	M_{max}=26,157	0,29	0		Vérifiée

b) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :
$y_1 = y_2 + l_c$
Avec y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
l_c: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.
y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 = 0$
Avec :

$I_c = \frac{h}{2} - e_s$

$p = -3lc^2 - \frac{90A'_s(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$

$q = -3lc^3 - \frac{90A'_s(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$
Si $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$;

$y_2^2 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right)$;

$y_2^3 = a.cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$

Avec $\alpha = arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; a=$\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0< y_1 = y_2 + l_c < h$
Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_u(d - y_1)^2 + \overline{A_u}(y_1 - d')^2]$$

c) Vérification des contraintes de compression dans le béton (art. A.4.5.2/bael91)

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

$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

d) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale : **S = bxh + 15(A_1 + A_2)**
On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0{,}5h - c') - A_2(d - 0{,}5h)}{b.h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15[A_1(0{,}5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0{,}5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Finalement on vérifie : **max (σ_{sup}; σ_{inf}) $\leq \overline{\sigma}_{bc}$**

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	**à l'ELS**		**Section** Section (Cm²)	$\mathbf{A_{inf/min}}$ Cm²	**Nature**	σ_{bc}		$\bar{\sigma}_{bc}$	**Condition**
	N(KN)	M(KN.m)				Inf	Sup		
RDC-1	N_{max}=874,563	M_{cr}=11,742	45x45	17,08	**SEC**	2,99	3,95	15	**Vérifiée**
	N_{min}=434,161	M_{cr}=24,285		17,08	**SEC**	0,73	2,71	15	**Vérifiée**
	N_{cr}=434,161	M_{max}=41,556		17,08	**SEC**	0,02	3,82	15	**Vérifiée**
2^{eme}au 5^{eme}	N_{max}=612,284	M_{cr}=7,520	40x40	16,08	**SEC**	2,61	3,48	15	**Vérifiée**
	N_{min}=243,419	M_{cr}=17,746		16,08	**SEC**	0,19	2,23	15	**Vérifiée**
	N_{cr}=269,993	M_{max}=26,873		16,08	**SPC**	0	2,9	15	**Vérifiée**
6^{eme} au 8^{eme}	N_{max}=258,913	M_{cr}=4,658	35X35	10,67	**SEC**	1,27	2,08	15	**Vérifiée**
	N_{min}=46,570	M_{cr}=4,854		10,67	**SPC**	0	0,73	15	**Vérifiée**
	N_{cr}=88,766	M_{max}=26,157		10,67	**SPC**	0	3,23	15	**Vérifiée**

⟹ **Toutes les conditions sont vérifiées.**

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- ✓ Zone I : RDC.
- ✓ Zone II : 1er étage.
- ✓ Zone III : 2eme au 8emeétage.

❖ Combinaisons d'actions

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

Selon le RPA 99 modifié 2003 $\longrightarrow \begin{cases} G+Q\pm E \\ 0{,}8G\pm E \end{cases}$

❖ Exposé de la méthode

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : **B** : Section du voile B=e×L.

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier (V=V'=$\frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d

$d \leq min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right\}$ ……..Art (7.7.4.RPA99)

Avec :

- $\boldsymbol{L_c}$: Longueur de la zone comprimée.
- $\boldsymbol{h_e}$: Hauteur d'étage.

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

❖ Armatures verticales

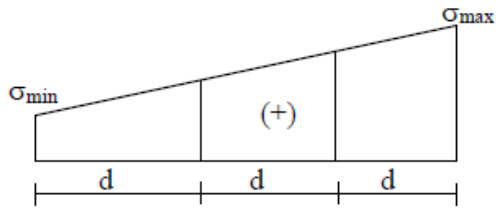
Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

❖ Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



e : épaisseur de voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B.f_{bc}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B.f_{bc}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

Avec : $\boldsymbol{A_{v1}, A_{v1}}$: section d'armatures verticales.

Situation accidentelle : $\begin{cases} \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa \\ f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0{,}85 \times 25}{1} = 21{,}25MPa \end{cases}$

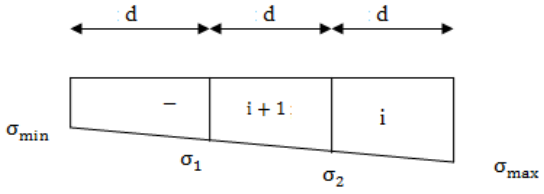
❖ Section entièrement tendue (S.E.T)

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2‰)} \quad avec\ \sigma_s(2‰) = 348MPa$$

- **Armatures minimales**

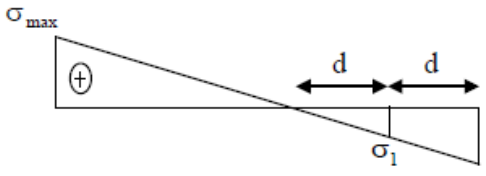
$$A_{min} \geq max\left\{\frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0{,}2\%B\right\}$$



❖ Section partiellement comprimée (S.P.C)

$$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t}$$



- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2‰)}$$

- **Armatures transversales**

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

1) Exigence du RPA 2003 (article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

a) Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135°ayant une longueur de 10 cm.

Selon le **RPA 99** version 2003 La section d'armature est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_H =0.15 % B.
- En zone courante A_H =0.10 % B.

Selon le **BAEL91** modifiée 99

$$\boldsymbol{A_H \geq \frac{A_v}{4}}$$

Avec :

B : section du béton.

A_v : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Armatures transversales

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers. D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

c) Armatures de coutures (art 7.7.4.3 RPA 99 versions 2003)

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

$A_{vj} = 1{,}1\frac{V}{f_e}$ Avec **V = 1,4T**

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

d) Armatures du potelet

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/2003).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

e) Dispositions constructives

- **Espacement constructive :**

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :
St ≤ min 1.5 e; 30 cm …… (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).
Avec :
e : épaisseur du voile.
A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

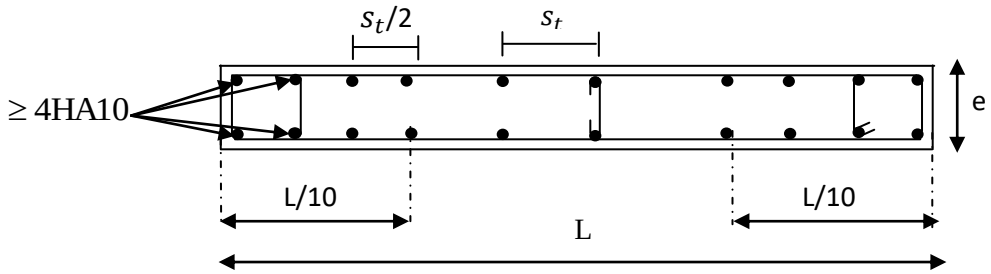


Figure VI.7*: Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

- **Longueur de recouvrement** (Art 7.7.4.3 RPA99/2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :
- 40 ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
Pour les voiles d'épaisseur e =20 cm : $\Phi_{max} = \frac{200}{10} = 20mm$

- **Armatures de coutures** :*(Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)*

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

$\boldsymbol{A_{vj} = 1,1\ \frac{V}{f_e}}$Avec : **V=1,4T**

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

2) VERIFICATIONS A L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

$\boldsymbol{N_s = G + Q}$(Effort normale de service).

B : section du béton.

A = A_v : section d'armatures adoptées.

- **VERIFICATION DE LA CONTRAINTE AU CISAILLEMENT**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA 99/ version 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 f_{c28} = 5\ MPa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile (d=0,9h)

h : hauteur total de la section brute.

- Selon le BAEL 91/modifiée99

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\}$ =3,26 Mpa

❖ EXEMPLE DE CALCUL

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone (I) une :

Caractéristiques géométriques

L = 2,50 m ,e = 20cm , B = 0,50 cm²

Sollicitations de calcul

$\sigma_{max} = 5473\ KN/m^2$

$\sigma_{min} = -11164\ KN/m^2$

$\Longrightarrow$ La section est partiellement comprimée.

- **Largeur de la zone comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0{,}82\ m$$

- **Largeur de la zone tendue**

$L_t = L - L_c = 1{,}68m$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

$d \leq min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 0{,}55m$

❖ CALCUL DES ARMATURES

a) Armatures verticales

1er tronçon :

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = -7509{,}12KN/m^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2}\right) d.e = 1027{,}021\ KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{1027{,}021}{34{,}8} = 29{,}51\ cm^2$$

2eme tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.d.e = 413KN$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{413}{34{,}8} = 11{,}87cm^2$$

- **Section d'acier/nappe/bande**

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = 14{,}76cm^2$

Bande 2 : $\frac{A_{v2}}{2} = 5{,}94\ cm^2$

- **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1{,}1 \times 1{,}4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 15{,}55cm^2$$

- **Armatures totales**

Bande 1 : A1 = $\frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{15{,}55}{4} + 29{,}51 = 33{,}39cm^2$ on adopte **11HA20 = 34,56cm²**

Bande 2 : A2 = $\frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{15{,}55}{4} + 11{,}87 = 15{,}76\ cm^2$ on adopte **8HA16 = 16,08 cm²**

❖ Vérifications à ELU

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} = max\left(0{,}002B_t; \frac{B_t.f_{t28}}{f_e}; 0{,}23B\frac{f_{t28}}{f_e}\right) A_{min} = 7{,}76\ cm^2$$

$$A_{min} = max(2{,}2cm^2;\ 7{,}76cm^2\ ;\ 1{,}32)$$

1) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$A_h \geq max\left(\frac{A_v}{4}; 0{,}15\%B\right) = \max\left(\frac{34{,}56+16{,}08}{4}; 7{,}5\right) = 12{,}66\ cm^2$

Soit **9HA14 = 13,85 cm²**

2) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

Diameter maximal (RPA Art.7.7.4.3) : $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$

Espacement : $S_t \leq \min(1{,}5e\ ; 30cm) = 30cm$

❖ VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT D'APRES LE BAEL91/99

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min(3{,}26MPa; 4MPa) = 3{,}26$ MP (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{403{,}77 \times 10^3}{0{,}9 \times 2500 \times 200} = 0{,}90MPa \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\ MPa$

Selon le RPA

$\tau_b = \frac{1{,}4V_u}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5MPa$

Avec :

e: Epaisseur du voile.
d : Hauteur utile (d = 0.9 h).
h : Hauteur totale de la section brute.

❖ VERIFICATION A L'ELS

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6f_{c28} = 15\ MPa$

$N_s = 1695{,}73\ KN$

B = 0,50m²

A = 13,76 cm²

$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1695{,}73\times10^3}{0{,}5x10^6+15\times5064} = 2{,}94\ MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa$ **Condition vérifiée.**

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants

- **Ferraillage des voiles longitudinales (VL_1 /VL'1; VL_2/VL'2)**

		Voiles longitudinaux		
		VL1/VL'1		
		Zone I	Zone II	Zone III
L (m)		2,5	2,5	2,5
he (m)		3,85	2,83	2,66
ep (m)		0,20	0,20	0,20
B (m2)		0,50	0,50	0,50
I (m4)		0,260	0,260	0,260
V (m)		1,25	1,25	1,25
ft28 (MPa)		2,10	2,10	2,10
fe (MPa)		400	400	400
σst (MPa)		347,8	347,8	347,8
σmax (KN/cm2)		5473,00	1795,00	605,00
σmin (KN/cm2)		-11164,00	-7211,00	-5542,00
T (KN)		403,77	400,12	357,70
Nser (KN)		1695,73	1562,34	1514,04
Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
Lc (m)		0,82	0,50	0,25
Lt (m)		1,68	2,00	2,25
d (m)		0,55	0,33	0,16
Lt-d (m)		1,13	1,67	2,09
σ1 (KN/m2)		-7509,12	-6014,33	-5138,67
Nu1 (KN)		1023,80	439,33	175,20
Nu2 (KN)		411,71	199,79	84,29
Amin (cm2)	Bt. ft28/fe [1]	5,76	3,49	1,72
	0,002. Bt [2]	2,19	1,33	0,66
	0.23*B*ft28/fe [3]	1,32	0,08	0,04
	Max([1] ; [2] ; [3]) [4]	5,76	3,49	1,72
Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	29,43	12,63	5,04
	max ([4] ; [5])	29,43	12,63	5,04
Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	11,84	5,74	2,42
	max ([4] ; [6])	11,84	5,74	2,42
Avj (cm2)		15,55	15,40	13,77
Bande1	A1 (cm2)	33,32	16,48	8,48
	Choix des barres/nappe	**11HA20**	**11HA14**	**6HA14**
	Sections adoptées/nappe (cm2)	34,56	16,93	9,24
Bande2	A2 (cm2)	15,72	9,60	5,87
	Choix des barres/nappe	**8HA16**	**5HA16**	**4HA14**
	Sections adoptées/nappe (cm2)	16,08	10,05	6,16
armatures horizontales (cm2)	RPA99	7,50	7,50	7,50
	BAEL91	12,66	6,75	3,85
	Choix/nappe/ml	**9HA14**	**5HA14**	**5HA14**
armatures transversales/m2		**4HA8**	**4HA8**	**4HA8**
Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 MPa	1,26	1,24	1,11
	BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa	0,90	0,89	0,79
ELS	σbc(max) = 15 Mpa	2,94	2,89	2,89

		Voiles longitudinaux		
		VL2/VL'2		
		I	II	III
L (m)		1,2	1,2	1,2
he (m)		3,85	2,83	2,66
ep (m)		0,20	0,20	0,20
B (m2)		0,24	0,24	0,24
I (m4)		0,029	0,029	0,029
V (m)		0,60	0,60	0,60
ft28 (KN/cm2)		0,21	0,21	0,21
fe (KN/cm2)		40	40	40
σst (KN/cm2)		34,8	34,8	34,8
σmax (KN/cm2)		2061,00	188,00	41,00
σmin (KN/cm2)		-6855,00	-4618,00	-3598,00
T (KN)		49,12	41,18	30,03
Nser (KN)		701,48	639,28	623,25
Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
Lc (m) [1]		0,89	0,58	0,22
Lt (m)		0,31	0,62	0,98
d (m)		0,16	0,31	0,49
Lt-d (m)		0,16	0,31	0,49
σ1 (KN/m2)		-3427,50	-2309,00	-1799,00
Nu1 (KN)		160,13	215,33	264,70
Nu2 (KN)		53,38	71,78	88,23
Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	12,39	6,93	7,56
	0,002.Bt [2]	4,92	4,60	4,80
	0.23*B*ft28/fe [3]	3,14	3,20	3,26
	max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	12,39	6,93	7,56
Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	1,84	0,29	0,28
	max ([4] ; [5])	12,39	6,93	7,56
Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	0,61	0,10	0,09
	max ([4] ; [6])	12,39	6,93	7,56
Avj (cm2)		5,68	3,40	3,24
Bande1	A1 (cm2)	7,62	4,31	4,59
	Choix des barres/nappe	**5HA14**	**3HA14**	**3HA14**
	sections adoptées/nappe (cm2)	7,70	4,62	4,62
Bande2	A2 (cm2)	7,62	4,31	4,59
	Choix des barres/nappe	**5HA14**	**3HA14**	**3HA14**
	sections adoptées/nappe (cm2)	7,70	4,62	4,62
armatures horizontales (cm2)	RPA99	3,60	3,60	3,60
	BAEL91	3,85	2,31	2,31
	choix/nappe/ml	**4HA12**	**3HA12**	**3HA12**
armatures transversales/m2		**4HA8**	**4HA8**	**4HA8**
Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 MPa	0,29	0,24	0,17
	BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa	0,14	0,17	0,12
ELS	σbc(max) = 15 MPa	0,20	0,17	0,13

Ferraillage des voiles transversales (VT1/VT'1; VT2/VT'2)			Voiles transversaux		
			VT1/VT'1		
			zone I	zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	he (m)		3,85	2,83	2,66
	ep (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,40	0,40	0,40
	I (m4)		0,133	0,133	0,133
	V (m)		1,00	1,00	1,00
Caracteriqtiques mécaniques des materiauex	ft28 (KN/cm2)		0,21	0,21	0,21
	fe (KN/cm2)		40	40	40
	σst (KN/cm2)		34,8	34,8	34,8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		3653,00	692,00	20,00
	σmin (KN/cm2)		-10302,00	-6321,00	-4973,00
	T (KN)		185,75	123,48	87,78
	Nser (KN)		1648,88	1470,84	1395,47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		1,28	0,63	0,05
	Lt (m)		0,72	1,37	1,95
	d (m)		0,36	0,68	0,98
	Lt-d (m)		0,36	0,68	0,98
	σ1 (KN/m2)		-5151,00	-3160,50	-2486,50
	Nu1 (KN)		557,37	648,88	728,26
	Nu2 (KN)		185,79	216,29	242,75
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	14,70	18,80	19,43
		0,002.Bt [2]	5,60	7,88	7,40
		0.23*B*ft28/fe [3]	8,33	8,39	8,45
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	14,70	18,80	19,43
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	6,21	5,78	3,28
		max ([4] ; [5])	14,70	18,80	19,43
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	2,07	1,93	1,09
		max ([4] ; [6])	14,70	18,80	19,43
	Avj (cm2)		28,33	16,60	8,09
	Bande1	A1 (cm2)	14,43	13,55	11,74
		Choix des barres/nappe	**10HA14**	**9HA14**	**8HA14**
		sections adoptées/nappe (cm2)	15,39	13,85	12,32
	Bande2	A2 (cm2)	14,43	13,55	11,74
		Choix des barres/nappe	**10HA14**	**9HA14**	**8HA14**
		sectionsadoptées/nappe (cm2)	15,39	13,85	12,32
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	6,00	6,00	6,00
		BAEL91	7,70	6,93	6,16
		choix/nappe/ml	**5HA14**	**5HA14**	**4HA14**
	armatures transversales/m2		**4HA8**	**4HA8**	**4HA8**
Verification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ b(max) = 5 MPa	0,42	0,28	0,20
		BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa	0,30	0,20	0,14
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	0,46	0,31	0,22

			Voiles transversale		
			VT2/VT'2		
			I	II	III
	L (m)		2,5	2,5	2,5
	he (m)		3,85	2,83	2,66
	ep (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m2)		0,50	0,50	0,50
	I (m4)		0,260	0,260	0,260
	V (m)		1,25	1,25	1,25
Caracteriqtiques mécaniques des materiauex	ft28 (KN/cm2)		0,21	0,21	0,21
	fe (KN/cm2)		40	40	40
	σst (KN/cm2)		34,8	34,8	34,8
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/cm2)		4432,00	1285,00	322,00
	σmin (KN/cm2)		-9666,00	-6202,00	-4908,00
	T (KN)		324,08	275,02	232,27
	Nser (KN)		1687,46	1552,02	1523,67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		2,44	2,40	1,27
	Lt (m)		0,06	0,10	1,23
	d (m)		0,03	0,05	0,62
	Lt-d (m)		0,03	0,05	0,62
	σ1 (KN/m2)		-4833,00	-3101,00	-2454,00
	Nu1 (KN)		42,58	48,56	453,82
	Nu2 (KN)		14,19	16,19	151,27
Calcul des armatures.	Amin (cm2)	Bt.ft28/fe [1]	6,83	6,83	7,14
		0,002.Bt [2]	2,60	2,68	2,72
		0.23*B*ft28/fe [3]	3,14	3,20	3,26
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	6,83	6,83	7,14
	Av1 (cm2)	Nu1/σst [5]	0,15	0,08	0,46
		max ([4] ; [5])	6,83	6,83	7,14
	Av2 (cm2)	Nu2/σst [6]	0,05	0,03	0,15
		max ([4] ; [6])	6,83	6,83	7,14
	Avj (cm2)		2,59	1,24	1,27
	Bande1	A1 (cm2)	4,06	3,72	3,89
		Choix des barres/nappe	4HA12	4HA12	4HA12
		sectionsdoptées/nappe (cm2)	4,52	4,52	4,52
	Bande2	A2 (cm2)	4,06	3,72	3,89
		Choix des barres/nappe	4HA12	4HA12	4HA12
		sections adoptées/nappe (cm2)	4,52	4,52	4,52
	armatures horizontales (cm2)	RPA99	7,50	7,50	7,50
		BAEL91	2,26	2,26	2,26
		choix/nappe/ml	5HA14	5HA14	5HA14
	armatures transversales/m2		4HA8	4HA8	4HA8
Cisaillement		RPA99: τ b(max) = 5 MPa	1,94	1,61	1,34
		BAEL91: τ (max) = 3.25MPa	1,38	1,15	0,96
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	0,65	0,55	0,46

VII.1 INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- ✓ **Un effort normal :** charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- ✓ **Une force horizontale :** résultante de l'action sismique ;
- ✓ **Un moment :** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance

aux sollicitations extérieures en :

- ➢ **Fondations superficielle :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées prés de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- ➢ **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} **= 1,8 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une Vérification telle que :

VII.4 CALCULS DES SURFACES NECESSAIRES POUR LES SEMELLES

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \longrightarrow S \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}$

Avec

N_{ser} : l'effort normal revenant à chaque Poteau.

S : La surface minimale de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol (de dossier géotechnique nous à donné une valeur de $\overline{\sigma}_{sol} = 1{,}8\ \text{Bar} = 180\text{KN/m}^2$

$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : A = B on à des poteaux carrés $A = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple de calcul : le poteau le plus sollicité : N_s = 841,791 KN

$A = \sqrt{\frac{841,791}{180}} = 2,16m$

- **Commentaire :** L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

I. SEMELLES FILANTES

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : La longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

Semelles	N_s	Longueur du voile (m)	B(m)	S (m²)
1	1484,243	2,5	4,57	11,425
2	1695,728	1,2	10,87	13,044
3	701,479	2,5	2,16	5,4
4	932,367	1,2	5,98	7,176
La somme des surfaces				37,045

Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Semelles	N_s	Longueur du voile (m)	B	S (m²)
1	1648,881	2,00	6,34	12,68
2	1080,253	2,50	3,32	8,3
3	1489,119	2,00	5,73	11,46
4	1687,460	2,50	5,19	12,97
La somme des surfaces				45,41

$S_v = \sum S_i = 82{,}45\ m^2$ Avec : Sv : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

1. SEMELLE FILANTES SOUS POTEAUX

a) Hypothèses de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul

- ✓ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- ✓ Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$\mathbf{e \leq \frac{L}{6}}$ ⟶ **Répartition trapézoïdale.**

$\mathbf{q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right)}$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{L}{4}\right) = (1 + \frac{3e}{L})$

$e \geq \frac{L}{6}$ ⟹ Répartition triangulaire.

- ➢ Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{(q\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

✓ Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)
L_t=23,50m (le débord de 0.5m de chaque coté compris).

Tableau VII.3 : surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N_s	M_s	e_i	$N_s . e_i$
1	784,908	-23,521	10,9	8555,50
2	726,530	-2,785	5,6	4068,57
3	603,154	14,034	0	0
4	544,768	9,776	-5,6	-3050,70
5	628,371	8,511	-10,9	-6849,24
Somme	2687,73	6,015	/	2724,13

- ➢ **Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles**

$$R = \sum N_i = 2687{,}73\ KN$$

$$e = \frac{\sum N_i . e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2724{,}13 + 6{,}015}{2687{,}73} = 1{,}02m$$

$e = 1{,}02m < \frac{L}{6} = 3{,}63m$ ⟹ Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1 + 6 \times \frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 154{,}02\ KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2687,73}{22,25}\left(1 - 6 \times \frac{1,02}{22,25}\right) = 87,57 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2687,73}{22,25}\left(1 + 3 \times \frac{1,02}{22,25}\right) = 137,41 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{137,41}{180} = 1,06m$ On prend : B=1,3 m

On aura donc : $S = B \times L = 1,3 \times 22,25 = 24,48$ m²

La surface totale des semelles filantes sous les portiques :

$S_p = S \times$ nombre de portiques

$S_p = 24,48 \times 7 = 171,36m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$S_t = S_p + S_v = 284,93m^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 490,5m^2$

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{284,93}{490,5} = 0,58$

La surface totale des semelles représente 58 % de la surface de bâtiment.

Conclusion

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VII.5 ETUDE DU RADIER

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :
- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.5.1 PRE-DIMENSIONNEMENT DU RADIER

a) Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

b) Selon la condition forfaitaire

➢ **Sous poteaux**

- **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$; Avec une hauteur minimale de 25 cm

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28cm \Longrightarrow$ On prend h_d = 30 cm

- **La nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38cm \Longrightarrow$ On prend $\mathbf{b_n}$ = 50 cm

❖ **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 MPa).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).

E: module de déformation longitudinale différée

$E = 3700\sqrt[3]{fc_{28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865MPa$

$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 3,80\right)^4 \times \frac{3(40)}{10818,865}} = 0,72\text{m}$

On prend **h_n = 75 m**

- ✓ **Largeur de la nervure**

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

$30 \leq b_n \leq 52$ ⟹ On prend **b_n = 50cm**

- **Conclusion**

h_n=75 m…….....hauteur de la nervure.

b_n =50 cm……largeur de la nervure.

h_d = 30cm……hauteur de la dalle.

VII.5.2 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Charge permanente : G = 25184,040 KN

Charge d'exploitation : Q = 8586,523 KN

Combinaison d'action

ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 46878,239$ KN

ELS : $N_S = G + Q = 33770,563$ KN

VII.5.3 DETERMINATION DE LA SURFACE DU RADIER

ELU : $S \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46878,239}{1,33 \times 180} = 271,13$ m²

ELS : $S \geq \frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{33770,563}{180} = 259,77$ m²

$S_{rad} = \max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 271,13$ m²

Commentaire la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL91/99, il sera calculé comme suit :

$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \left(\frac{75}{2}; 30\text{cm}\right) = 37,5\text{cm}$ ⟹ $L_{débord} = 50\text{cm}$

$S_{débord}$= (22,95x0, 5x2) + (22,25x0, 5x2) = 45,20 m²

- ✓ La surface totale de radier :

S_{radier} = $S_{structure}$+$S_{débord}$= 490,5+45,20=535,7 m²

VII.5.4 DETERMINATION DES EFFORTS A LA BASE DU RADIER

- **Poids total de radier**

P_{rad} =Poids de la dalle flottante + poids du TVO+ poids de la nervure+poids du tablier

- ✓ **Poids de la dalle flottante**

$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) x \rho_b \times e_p$

$S_{ner} = (22{,}5 \times 0{,}5 \times 7) + (21{,}8 \times 0{,}5 \times 5) = 133{,}25 m^2$
$P_{df} = (553{,}78 - 133{,}25)x25 \times 0{,}1 = 1051{,}32$ KN

✓ **Poids du TVO :**

$$\mathbf{P_{TVO}} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d)\rho$$
$$\mathbf{P_{TVO}} = (553{,}78 - 133{,}25) \times (0{,}75 - 0{,}3) \times 17 = 3217{,}05 \text{ KN}$$

✓ **Poids des nervures :**

$$\mathbf{P_{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$
$$\mathbf{P_{ner}} = 0{,}5 \times (0{,}75 - 0{,}3) \times 7 \times 22{,}5 \times 25 + 0{,}5 \times (0{,}75 - 0{,}3) \times 5 \times 25 \times 21{,}8$$
$$= 1499{,}06 \text{KN}$$

✓ **Poids du tablier :**

$$\mathbf{P_{tab}} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$$
$$\mathbf{P_{tab}} = 553{,}78 \times 0{,}30 \times 25 = 4153{,}35 \text{ KN}$$

$$\Longrightarrow \quad G_{rad} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_{tab}$$
$$\mathbf{G_{rad}} = 9920{,}78 \text{ KN}$$

○ **Poids total de l'ouvrage**

$$\mathbf{G_T} = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 9920{,}78 = 35104{,}82 \text{KN}$$
$$\mathbf{Q_T} = Q_{sup} + Q_{rad} = 8586{,}523 + (2{,}5 \times 553{,}78) = 9970{,}97 \text{ KN}$$

○ **Combinaisons d'actions**

A **l'ELU :** $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 62347{,}96 \text{KN}$

A **l'ELS :** $N_s = G + Q = 45075{,}79 \text{KN}$

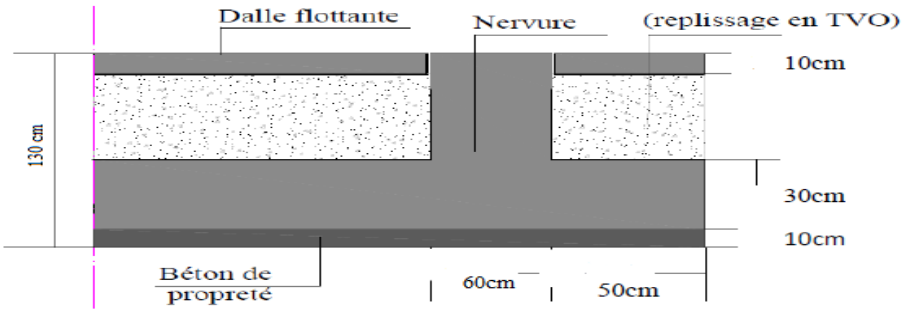


Figure I: Coupe vertical sur radier

VII.6 VERIFICATION A L'ELU

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\} = 2,5MPa$$

b = 100cm ; d = 0,9h_d = 0,9 x 30 = 27 cm

$$T_u^{max} = q_u.\frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u.b.L_{max}}{2.S_{rad}} = \frac{70327,45\times1\times5,6}{2\times553,78} = 355,59\ KN$$

$$\tau_u = \frac{355,59\times10^3}{1000\times270} = 1,32\ MPa$$

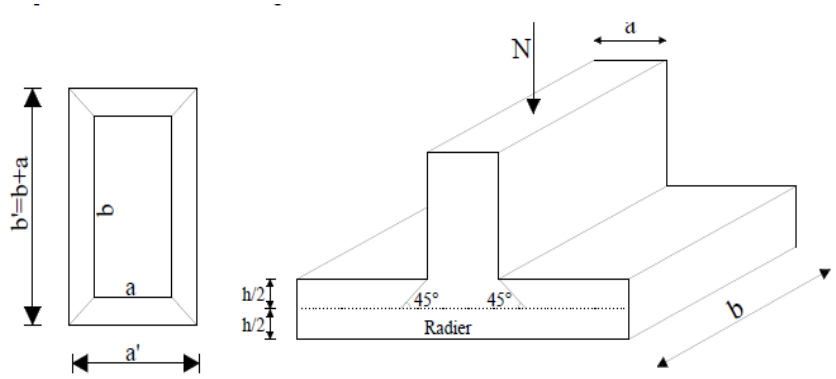
$\tau_u = 1,32MPa < \bar{\tau}_u = 2,5\ MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2. Vérification au poinçonnement (Art 5.2, 42 BAEL91/2003)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045U_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.
U_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.
h : Épaisseur totale du radier égale à 75 cm.



a) Poteau

$\mu_c = 2\times(a+b+2h) = 2\times\left(0,45+0,45+2(0,75)\right) = 4,8m$

$N_u = 1170,915\ KN < \frac{0,045\times4,8\times0,75\times25000}{1,5} = 2700\ KN$ ……**condition vérifiée.**

b) Voile

On considère une bande de 1ml du voile :

$$e = 0,2m\ ;\quad b = 1m\ ;\quad N_u = 2352,914\ KN$$

$$\mu_c = 2\times(a+b+2h) = 2\times\left(0,20+1+2(0,75)\right) = 5,4\ m$$

$N_u = 2352,914\ KN < \frac{0,045\times5,8\times0,75\times25000}{1,5} = 3262,5\ KN$……**condition vérifiée.**

3. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s.S_{rad}.\gamma_w.Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier
$\boldsymbol{F_s}$**:** Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F_s = 1.5
$\boldsymbol{\gamma_w}$**:** Poids volumique de l'eau (γ_w= 10KN/m3)
Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,30m)

$\boldsymbol{G_T} = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 9920{,}78 = 35104{,}82KN$
$\mathbf{P} = 35104{,}82KN \geq 1{,}5x10\ x\ 0{,}75\ x\ 535{,}7 = 6026{,}62KN$……**condition vérifiée.**

⟹ **Pas de risque de soulèvement**

4. Vérification de la stabilité du radier

- **Centre de gravité de radier**

Vu la géométrie de radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX-YY)

$$\boldsymbol{X_G} = \frac{Longueur}{2} = \frac{22{,}5}{2} = 11{,}25\ m$$

$$\boldsymbol{Y_G} = \frac{largeur}{2} = \frac{21{,}8}{2} = 10{,}90\ m$$

- **Moment d'inertie de radier**

$$I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23{,}9\times 23{,}2^3}{12} = 24870{,}28\ m^4 \quad ; \quad I_{yy} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23{,}2\times 23{,}9^3}{12} = 26393{,}71 m^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal du aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement du au séisme.

$M = M_0 + T_0.h$

Avec :

M0: Moment sismique à la base du bâtiment.
T0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.
h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, on doit vérifie que :

A **l'ELU** : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$

A **l'ELS :** $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :$\sigma_1$et $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I}.V$

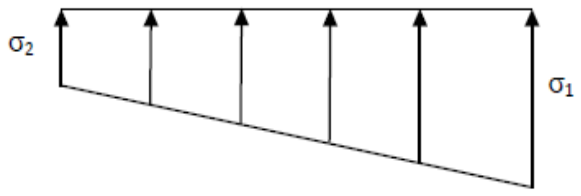


Figure II: Diagramme des contraintes du sol.

- **Calcul des moments**

M_{x0} = 26115,987 KN.m ; T_{x0} = 1235,530 KN
M_{y0} = 27931,246 KN.m ; T_{y0} = 1313,749 KN
$M_{xx} = 26115,987 + (0,75 \times 1235,530) = 27042,63\ KN.m$
$M_{yy} = 27931,246 + (0,75 \times 1313,749) = 28916,57 KN.m$

- **ELU**

- ✓ **Sens longitudinal (XX)**

$N_u = 62347,96KN$; $M_{xx} = 27042,63\ KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{62347,96}{535,7} + \frac{27042,63}{26393,71} \times 11,25 = 127,92$ KN/m²
$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{62347,96}{535,7} - \frac{27042,63}{26393,71} \times 11,25 = 104,86\ KN/m^2$

D'où : $\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(127,92)+104,86}{4} = 122,16\ KN/m^2$
$\sigma_m = 122,16 \leq 2\sigma_{sol} = 360$ ……**condition vérifiée.**

- ✓ **Sens transversal (YY)**

$N_u = 62347,96KN$; $M_{yy} = 28916,57KN.m$
$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{62347,96}{535,7} + \frac{28916,57}{24870,28} \times 10,9 = 129,06$ KN/m²
$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{62347,96}{535,7} - \frac{28916,57}{24870,28} \times 10,9 = 103,71 KN/m^2$
D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(129,06)+103,71}{4} = 122,72\ KN/m^2$
$\sigma_m = 122,72 \leq 2\sigma_{sol} = 360$

- **ELS**

- ✓ **Sens longitudinal (XX)**

$N_s = 45075,79\ KN$; $M_{xx} = 27042,63\ KN.m$
$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{45075,79}{535,7} + \frac{27042,63}{26393,71} \times 11,25 = 95,67$ KN/m²
$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{45075,79}{535,7} - \frac{27042,63}{26393,71} \times 11,25 = 72,62\ KN/m^2$
D'où : $\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(95,67)+72,62}{4} = 89,91\ KN/m^2$
$\sigma_m = 89,91 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……**condition vérifiée.**

- ✓ **Sens transversal (YY)**

$N_s = 45075,79\ KN$; $M_{yy} = 28916,57KN.m$
$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{45075,79}{535,7} + \frac{28916,57}{24870,28} \times 10,9 =$96,82 KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}}V = \frac{45075,79}{535,7} - \frac{28916,57}{24870,28} \times 10,9 = 71,47\ KN/m^2$

D'où : $\boldsymbol{\sigma_m} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(105,06)+79,08}{4} = 98,72KN/m^2$

$\sigma_m = 90,48 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……**condition vérifiée.**

VII.7 FERRAILLAGE DU RADIER

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.
Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés

On distingue deux cas :

- **1er cas** : Si $\rho < 0,4$, le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}$ $et\ M_{0y} = 0$

- **2eme cas :** Si $0,4 \leq \rho < 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$
✓ Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$

Les coefficients L_x, L_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$

2. Identification du panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{5,60} = 0,68$ Le panneau travaille dans les deux sens.

$\upsilon = 0 \longrightarrow \mu_x = 0,0707$; $\mu_y = 0,408$

Pour le ferraillage, soustrairons de la contrainte maximaleσ^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(122,72 - \frac{9920,78}{535,7}\right) \times 1m = 104,20KN/ml$$

✓ **A l'ELS**

$$q_S = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(90,48 - \frac{9920,78}{535,7}\right) \times 1m = 71,96KN/ml$$

VII.7.1 CALCUL A L'ELU

1. Evaluation des moments de flexion Mx et My

$M_x = 0{,}0707 \times 104{,}2 \times (3{,}8)^2 = 106{,}38 KN.m$
$M_y = 0{,}408(108{,}34) = 43{,}40\ KN.m$

- **Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- ✓ Moment en travée : 0,75M_{ox} ou 0,75M_{oy}
- ✓ Moment sur appuis : 0,5M_{ox}

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- ✓ Moment en travée : 0,85M_{ox} ou 0,85M_{oy}
- ✓ Moment sur appui de rive : 0,3M_{ox}

2. Ferraillage

- Appuis de rives
$$M_x^a = 0{,}3M_x = 0{,}3 \times 106{,}38 = 31{,}91 KN.m$$
- Appuis intermédiaires
$$M_y^a = 0{,}5M_x = 0{,}5 \times 106{,}38 = 53{,}19 KN.m$$
- En travées
$$M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85(106{,}38) = 90{,}42 KN.m$$
$$M_y^t = 0{,}75M_y = 0{,}75(44{,}21) = 32{,}55\ KN.m$$

1. Ferraillage dans le sens (x-x)

✓ **Aux appuis**

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{31{,}91\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}03 < 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}032 \Longrightarrow \beta = 0{,}985$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{31{,}91\times10^6}{0{,}985\times270\times348} = 3{,}45 cm^2/ml$$

Soit **4HA12 = 4,52 cm²** ; avec un espacement de 12 cm

✓ **En travée :**

$\mu_u \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{90{,}42\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}087 < 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}087 \Longrightarrow \beta = 0{,}955$

$$\mu_u \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{90{,}42\times10^6}{0{,}955\times270\times348} = 10{,}08 \text{cm}^2/ml$$

Soit **7HA14 = 10,78 cm²** ; avec un espacement de 14 cm

2. Ferraillage dans le sens (y-y)

✓ **Aux appuis**

$\mu_u = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{53{,}19\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}051 < 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}052 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0{,}974$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{53{,}19\times10^6}{0{,}974\times270\times348} = 5{,}81\ cm^2/ml$$

Soit **6HA12 = 6,79 cm²** ; avec un espacement de 15 cm

✓ **En travée**

$\mu_u \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{32{,}55\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}031 < 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}031 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0{,}984$

$$A_t \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{32{,}55\times10^6}{0{,}984\times270\times348} = 3{,}52\ cm^2/ml$$

Soit **6HA12 = 6,79 cm²** ; avec un espacement de 15 cm

3. Vérification de la condition de non fragilité (Article B.7.41 BAEL91)

✓ **Sens (X-X)**

$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right) \quad \Longrightarrow \quad A_x \geq \rho_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right).b.h$

ρ_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0{,}0008$ pour les HA FeE400).

ρ_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$$A_x^{min} = 0{,}0008\times100\times30\times\left(\frac{3-0{,}68}{2}\right) = 2{,}78cm^2$$

- **Aux appuis** : $A_{ua}^x = 4{,}52\ cm^2 > A_{min} = 2{,}78\ cm^2$
- **En travée** : $A_{ut}^x = 10{,}78\ > A_{min} = 2{,}78\ cm^2$

✓ **Sens (Y-Y)**

$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \quad \Longrightarrow \quad A_x \geq \rho_0.b.h$

$A_y^{min} = 0{,}0008\times100\times30 = 2{,}4\ cm^2$

- **Aux appuis** : $A_{ua}^y = 6{,}79\ cm^2 > A_{min} = 2{,}4\ cm^2$
- **En travée** : $A_{ut}^y = 6{,}79\ > A_{min} = 2{,}4\ cm$
-

4. **Espacement des armatures :** (Art A8.2.42 BAEL91)

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

✓ Direction la plus sollicitée (sens x-x) : S_t = 14 cm <min (3h, 33cm) = 33cm.

S_t =12cm <33cm

✓ Direction la moins sollicitée (sens y-y) : St = 15 cm < min (4h, 45cm) = 45cm

S_t =15cm <45cm

VII.7.2 VERIFICATION A L'ELS

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa \quad et \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\boldsymbol{M_{0x}} = \mu_x . q_u . L_x^2$

$\boldsymbol{M_{0y}} = \mu_y . M_{0x}$

$\boldsymbol{v} = 0{,}2 \quad ; \quad \boldsymbol{\mu_x} = 0{,}0766 \quad \boldsymbol{\mu_y} = 0{,}563$

$\boldsymbol{M_x} = 0{,}0766 \times 71{,}96 \times (3{,}8)^2 = 79{,}60 KN.m$

$\boldsymbol{M_y} = 0{,}563 \times 79{,}60 = 44{,}81 KN.m$

a) Contrainte de compression du béton

✓ **En travées :**

- **Sens parallèle à XX**

$\boldsymbol{M_x^t} = \mathbf{79{,}60x\ 0{,}85 = 67{,}66KN.m}$

$\boldsymbol{\mu} = \frac{M^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{67{,}66 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}0654 < 0{,}392 \longrightarrow$ **SSA**

D'où : $\boldsymbol{\beta = 0{,}967}$

$\boldsymbol{A^t} = \frac{M_x^t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{67{,}66 \times 10^6}{0{,}967 \times 270 \times 348} = 7{,}45\ cm^2$

$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 7{,}45}{100 \times 27} = 0{,}28 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}916 \rightarrow K_1 = 44{,}52$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{67{,}66 \times 10^6}{0{,}916 \times 270 \times 745} = 367{,}21 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K . \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44{,}52} = 0{,}022$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}022 \times 367{,}21 = 8{,}08\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens parallèle à YY**

$\boldsymbol{M_y^t} = \mathbf{44{,}81 \times 0{,}75 = 33{,}61\ KN.m}$

$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{33{,}61 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}032 < 0{,}392 \longrightarrow$ **SSA**

D'où : $\boldsymbol{\beta = 0{,}984}$

$$\boldsymbol{A^t} = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{33{,}61 \times 10^6}{0{,}984 \times 270 \times 348} = 3{,}65\ cm^2$$

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}65}{100 \times 27} = 0{,}135 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}940 \rightarrow K_1 = 66{,}33$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{33{,}61\times10^6}{0{,}940\times270\times355} = 380{,}54\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{66{,}33} = 0{,}015$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}015 \times 363{,}48 = 5{,}33\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

✓ **Aux appuis**

$$\boldsymbol{M_x^a = 0{,}5 \times 79{,}60 = 39{,}8\ MN.m}$$

$\boldsymbol{\mu} = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{39{,}8\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}038 < 0{,}392$ ⟶ SSA

D'où : $\beta = 0{,}981$

$$\boldsymbol{A^t} = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{39{,}8 \times 10^6}{0{,}981 \times 270 \times 348} = 4{,}32cm^2$$

$$\boldsymbol{\rho_1} = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4{,}20}{100 \times 27} = 0{,}16 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}935 \rightarrow K_1 = 61{,}92$$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta_1.d.A_t} = \frac{39{,}8\times10^6}{0{,}935\times270\times432} = 364{,}94\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61{,}92} = 0{,}016$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 0{,}016 \times 364{,}94 = 5{,}84\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

VII.8 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie illustrer dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

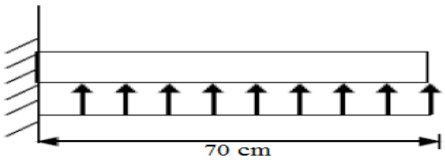


Figure III : Schéma statique du débord.

- **Sollicitation de calcul**

A l'ELU : $q_u = 104{,}20 KN/ml$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-104{,}20 \times 0{,}5^2}{2} = -13{,}025\ KN.m$$

A l'ELS : $q_s = 71{,}96\ KN/ml$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-71{,}96 \times 0{,}5^2}{2} = -9\ KN.m$$

- **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{13{,}025 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}012 \rightarrow \beta = 0{,}994$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13{,}025 \times 10^6}{0{,}994 \times 270 \times 348} = 1{,}40\ cm^2$$

Remarque

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

VII.9 FERRAILLAGE DES NERVURES

- ✓ La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- ✓ Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- ✓ Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire
- ✓ Qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme
- ✓ trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

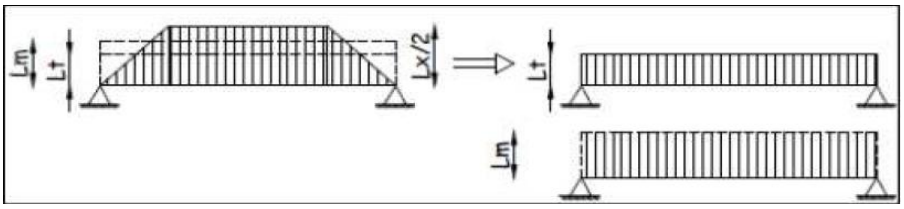


Figure III : Présentation des charges simplifiée

Deux types de chargement peuvent se présenter :

- ✓ **1er Cas :** Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0{,}333 \times L_x$

Effort tranchant : $L_t = 0{,}25 L_x$

- ✓ **2eme cas :** chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x(0{,}5 - \frac{\rho^2 x}{6})$

Effort tranchant : $L_t = L_x(0{,}5 - \frac{\rho^2 x}{4})$

Pour les moments fléchissant

Q_u= q_u. L_m

Q_s= q_s. L_m.

Pour les efforts tranchant

Q_u = q_u. L_t

Q_s = q_s. L_t

- **Détermination des charges**

✓ **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(122{,}72 - \frac{9920{,}78}{535{,}7} - \frac{1499{,}06}{133{,}25}\right) = 92{,}95\ KN/m^2$$

✓ **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(90{,}48 - \frac{9920{,}78}{535{,}7} - \frac{1499{,}06}{133{,}25}\right) = 60{,}71\ KN/m^2$$

⟹ **Sens transversal (nervure X3) :**

✓ **Calcul des charges**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q_u	q_s	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$
A-B	1	3,8	5,55	0,685	trapézoïdale	1,61	1,45	92,95	60,71	149,65	299,3	97,74	195,48	134,78	269,56	88,03	176,06
	2	3,8	5,55	0,685	trapézoïdale	1,61	1,45	92,95	60,71	149,65		97,74		134,78		88,03	
B-C	1	3,8	5,60	0,679	trapézoïdale	1,60	1,47	92,95	60,71	148,72	297,44	97,15	194,3	136,34	272,68	89,24	178,48
	2	3,8	5,60	0,679	trapézoïdale	1,60	1,47	92,95	60,71	148,72		97,15		136,34		89,24	
C-D	1	3,8	5,60	0,679	trapézoïdale	1,60	1,47	92,95	60,71	148,72	297,44	97,15	194,3	136,34	272,68	89,24	178,48
	2	3,8	5,60	0,679	trapézoïdale	1,60	1,47	92,95	60,71	148,72		97,15		136,34		89,24	
D-E	1	3,8	5,55	0,685	trapézoïdale	1,61	1,45	92,95	60,71	149,65	299,3	97,74	195,48	134,78	269,56	88,03	176,06
	2	3,8	5,55	0,685	trapézoïdale	1,61	1,45	92,95	60,71	149,65		97,74		134,78		88,03	

⟹ **Sens longitudinal (nervure Y3)**

✓ **Calcul des charges**

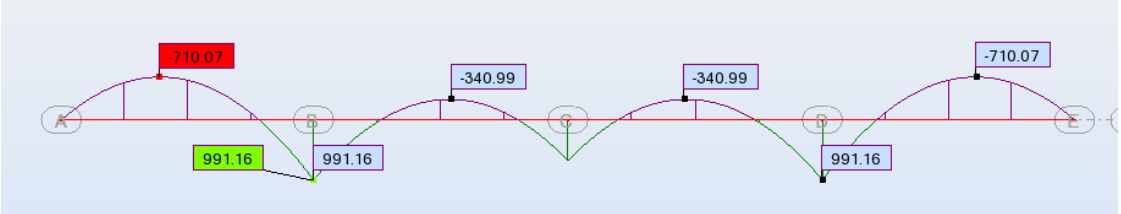
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q_u	q_s	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$
A-B	1	3,75	5,60	0,670	triangulaires	1,25	0,940	92,95	60,71	116,19	232,38	75,89	151,78	87,37	174,74	50,07	114,14
	2	3,75	5,60	0,670	triangulaires	1,25	0,940	92,95	60,71	116,19		75,89		87,37		50,07	
B-C	1	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05	236,10	77,10	154,20	88,30	176,60	57,67	115,34
	2	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05		77,10		88,30		57,67	
C-D	1	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05	236,10	77,10	154,20	88,30	176,60	57,67	115,34
	2	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05		77,10		88,30		57,67	
D-E	1	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05	236,10	77,10	154,20	88,30	176,60	57,67	115,34
	2	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05		77,10		88,30		57,67	
E-F	1	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05	236,10	77,10	154,20	88,30	176,60	57,67	115,34
	2	3,80	5,60	0,679	triangulaires	1,27	0,95	92,95	60,71	118,05		77,10		88,30		57,67	
F-G	1	4,05	5,60	0,723	triangulaires	1,35	1,01	92,95	60,71	125,48	250,96	81,96	163,92	93,88	187,76	61,32	122,64
	2	4,05	5,60	0,723	triangulaires	1,35	1,01	92,95	60,71	125,48		81,96		93,88		61,32	

VII.10 DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANTS

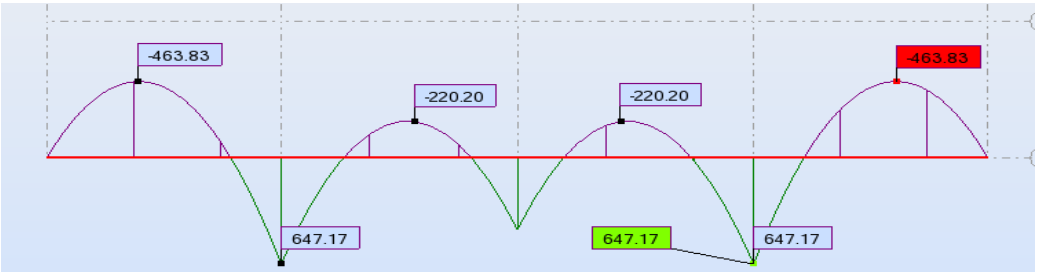
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.

✓ **Sens transversale**

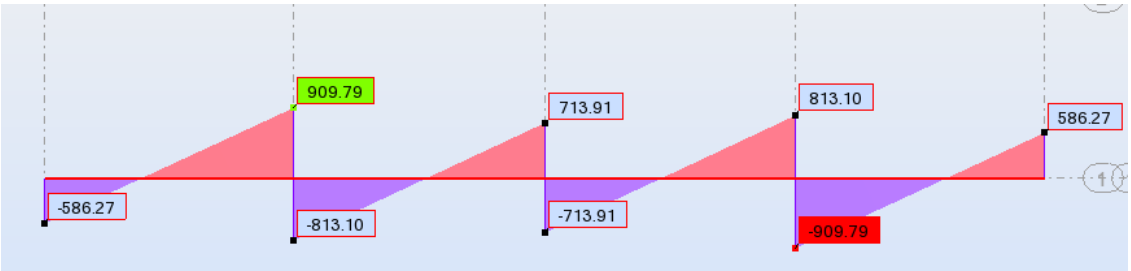
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU)



2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

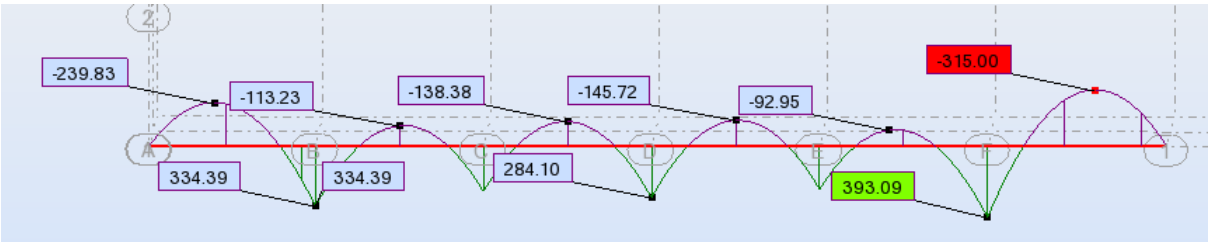


3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)

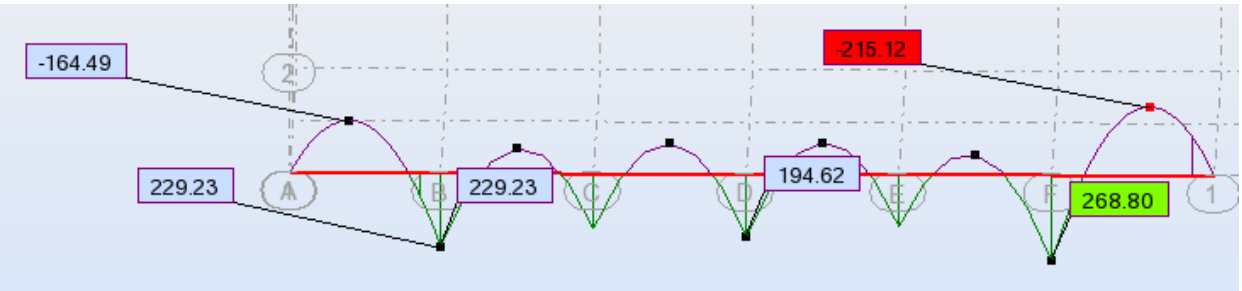


✓ **Sens longitudinal**

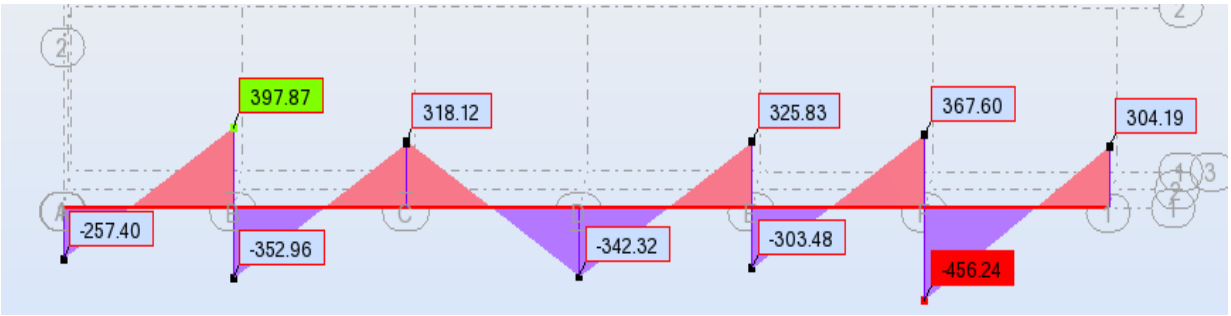
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU)



2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)



3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)



➢ **Calcul des armatures**

Nervure transversale (X3)

$\boldsymbol{M_t^{max}}$ = 991,16KN.m

$\boldsymbol{M_a^{max}}$ = 710,07KN.m

$\boldsymbol{T^{max}}$= 909,79KN

b=50cm ; h= 75 cm ; d= 72 cm

En travée

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{991,16 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,27 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,27 \longrightarrow \beta = 0,841$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{991,16 \times 10^3}{0,841 \times 72 \times 348} = 47 cm^2 \longrightarrow$ Soit **8HA25+4HA16** = **47,31 cm²**

-Aux appuis

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{710,07 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,20 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,20 \longrightarrow \beta = 0,887$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{710,07 \times 10^3}{0,887 \times 72 \times 348} = 31,95 cm^2 \longrightarrow$ Soit **8HA20+4HA16** = **33,17 cm²**

Nervure longitudinale (Y3)

$\boldsymbol{M_t^{max}} = 393,09$ KN.m

$\boldsymbol{M_a^{max}} = 315$ KN.m

$\boldsymbol{T^{max}} = 456,24$KN

b= 50cm ; h= 75 cm ; d= 72 cm

- ✓ **En travée**

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{393,09 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,106 \longrightarrow \beta = 0,944$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{393,09 \times 10^3}{0,944 \times 72 \times 348} = 16,20 cm^2 \longrightarrow$ Soit **6HA16+4HA12** = **16,58 cm**

-Aux appuis

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{315 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,086 \longrightarrow \beta = 0,955$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{315 \times 10^3}{0,955 \times 72 \times 348} = 13,16 cm^2 \longrightarrow$ **4HA16+4HA14** = **14,20cm²**

❖ **Vérification à l'ELU**

➢ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

Nervure transversale(X3) :

$A_{min} = 0{,}23 \times 50 \times 75 \times \frac{2{,}1}{400}$ =4,53 cm²……**Conditions vérifiée**

Nervure longitudinale(Y3) : $A_{min} = 0{,}23 \times 50 \times 75 \times \frac{2{,}1}{400}$ =4,53 cm²

➢ **Vérification au cisaillement [BAEL91/2003 art A.5.1, 1]**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$

Nervure transversale(X3)

$V_u = 909{,}79KN$

$\tau_u = \frac{909{,}79 \times 10^3}{500 \times 750} = 2{,}42MPa$

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

$\bar{\tau}_u = 2{,}5MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pasnécessaires.

Nervure longitudinale(Y3)

$V_u = 456{,}24\ KN$

$\tau_u = \frac{456{,}24 \times 10^3}{500 \times 750} = 1{,}22MPa$

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

$\bar{\tau}_u = 2{,}5MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pasnécessaires.

➢ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

Au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d} > 0$, On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0{,}9d}$

Tel que : $A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d})$

Nervure transversale (X3)

$$A_a = 18{,}73^2 \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{40}\left(909{,}79 - \frac{991{,}16 \times 10^2}{0{,}9 \times 72}\right) = 17{,}82\ cm^2$$

Nervure longitudinale (Y3)

$$A_a = 8{,}42\ cm^2 \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{40}\left(456{,}24 - \frac{393{,}09 \times 10^2}{0{,}9 \times 125}\right) = 4{,}32\ cm^2$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9.\ d.\ \sum u_i}$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres utiles des barres.

Nervure transversale (X3)

$$\sum u_i = \pi.n.\emptyset = (3{,}14 \times 8 \times 2) + (3{,}14 \times 8 \times 1{,}6) + (3{,}14 \times 8 \times 2{,}5) = 138{,}16\ cm$$

$$\tau_{se} = \frac{909{,}79\ \times 10^3}{0{,}9 \times 720 \times 1381{,}6} = 1{,}02MPa$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec :Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA).

$\bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa$

$\tau_{se} = 1{,}02\ MPa\ < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres

Nervure longitudinale (Y3)

$$\sum u_i = \pi.n.\emptyset = (3{,}14 \times 10 \times 1{,}6) + (3{,}14 \times 4 \times 1{,}2) + (3{,}14 \times 4 \times 1{,}4) = 82{,}90cm^2$$

$$\tau_{se} = \frac{456{,}24 \times 10^3}{0{,}9 \times 720 \times 829} = 0{,}85MPa$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec :Ψ_s : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA).

$\bar{\tau}_{se} = 3{,}15$MPa

$\tau_{se} = 0{,}85MPa\ < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$

τ_{se} : La section est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

- **Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003)**

✓ **Diamètre des armatures transversales**

$\emptyset = \frac{\emptyset_{Lmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8{,}33\ mm \longrightarrow$ Soit :$\emptyset_t = 8mm$

✓ **Espacement des armatures transversales**

Zone nodale

$S_t \leq min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) = min\,(32{,}5; 24) \longrightarrow$ soit $\mathbf{S_t}$ = 15 cm

Zone courante

S_t = 20 cm

➢ **Armatures transversales minimales**

$A_t = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003 \times 16 \times 60 = 2{,}88cm^2 \longrightarrow$ Soit $\mathbf{A_t}$ **= 4HA10 = 3,14cm²**

➢ **Armatures de peau (Art 4.5.321. BAEL91/2003)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

A_p = 3cm²/m x 1 m = 3cm² $\longrightarrow$ on opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

➢ **Vérification à l'ELS**

➢ **Vérification de la contrainte du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6x25 = 15\ MPa$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}, \quad \rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$$

		M_s (KN.m)	A_s (cm²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obsrv
Sens XX	Travée	463,83	47,31	1,31	17,47	0,846	160,95	9,13	15	ok
	Appuis	647,17	33,17	0,921	22,04	0,865	313,27	14,2	15	ok
Sens YY	Travée	215,12	16,58	0,46	33,54	0,897	200,90	5,97	15	ok
	Appuis	268,80	14,20	0,394	36,55	0,903	291,15	7,96	15	ok

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en Génie Civil.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue dans le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel des structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

Règlements

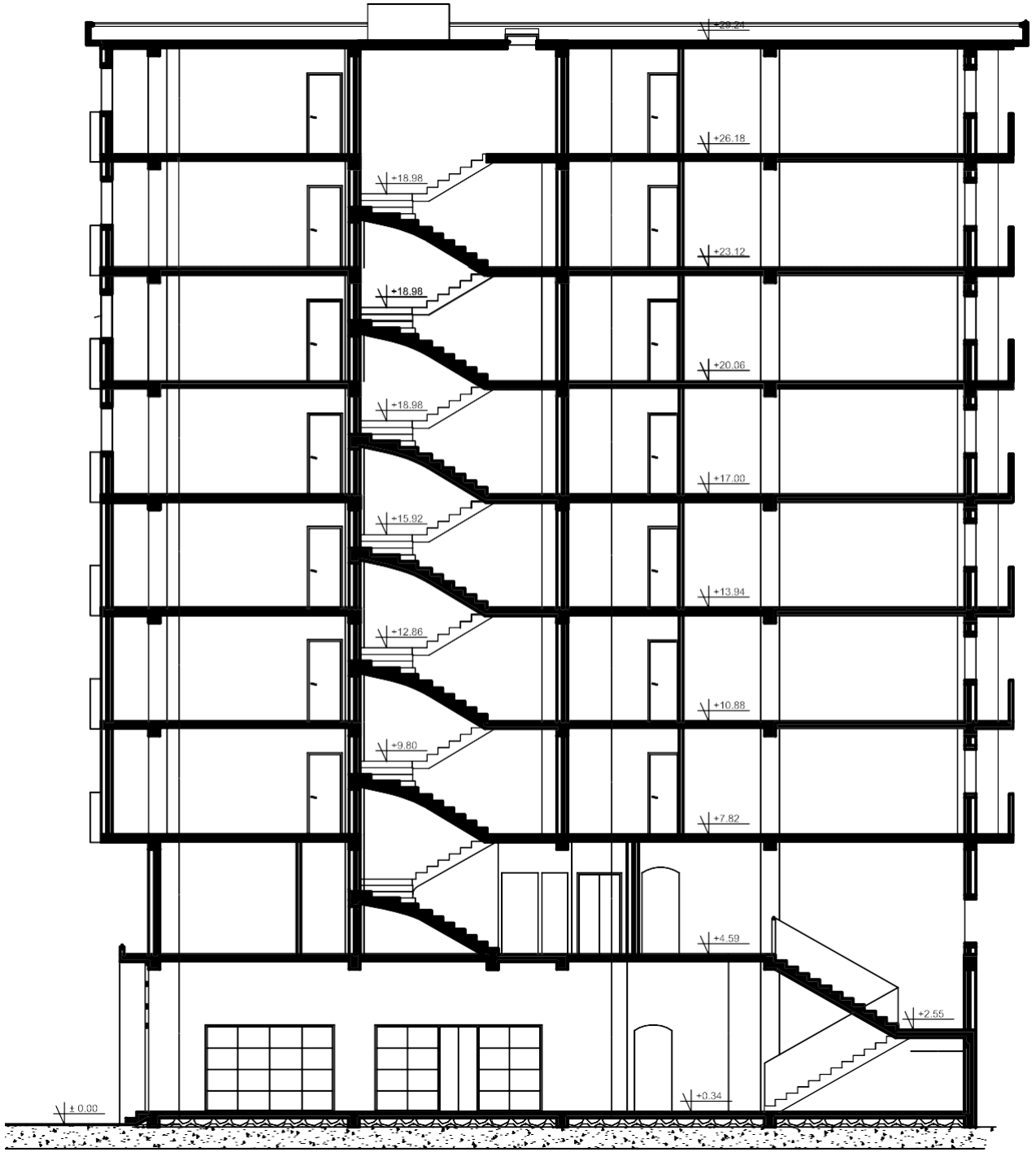
- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Ouvrages

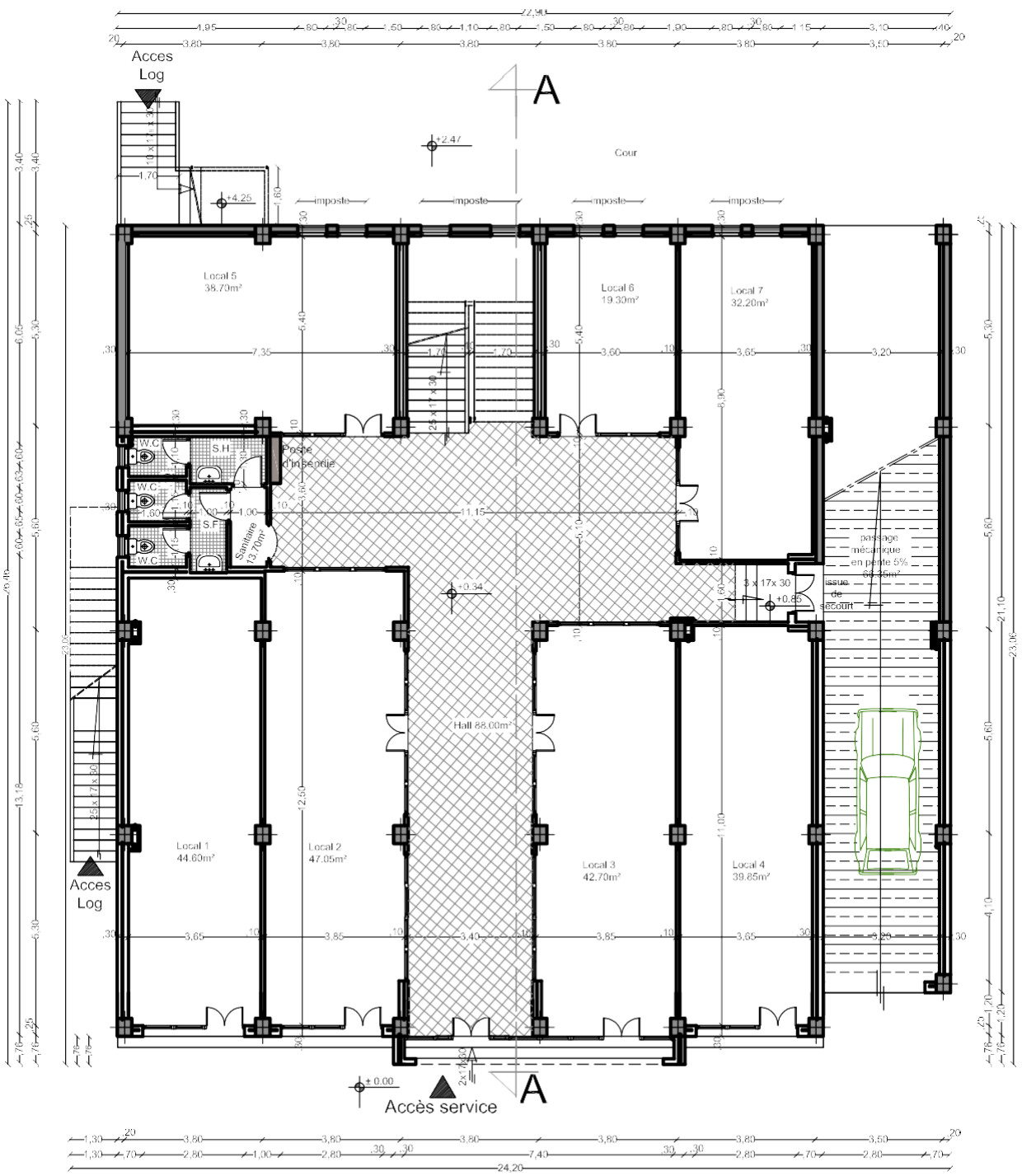
- ✓ Anciens Mémoires Génie civil

Logiciels

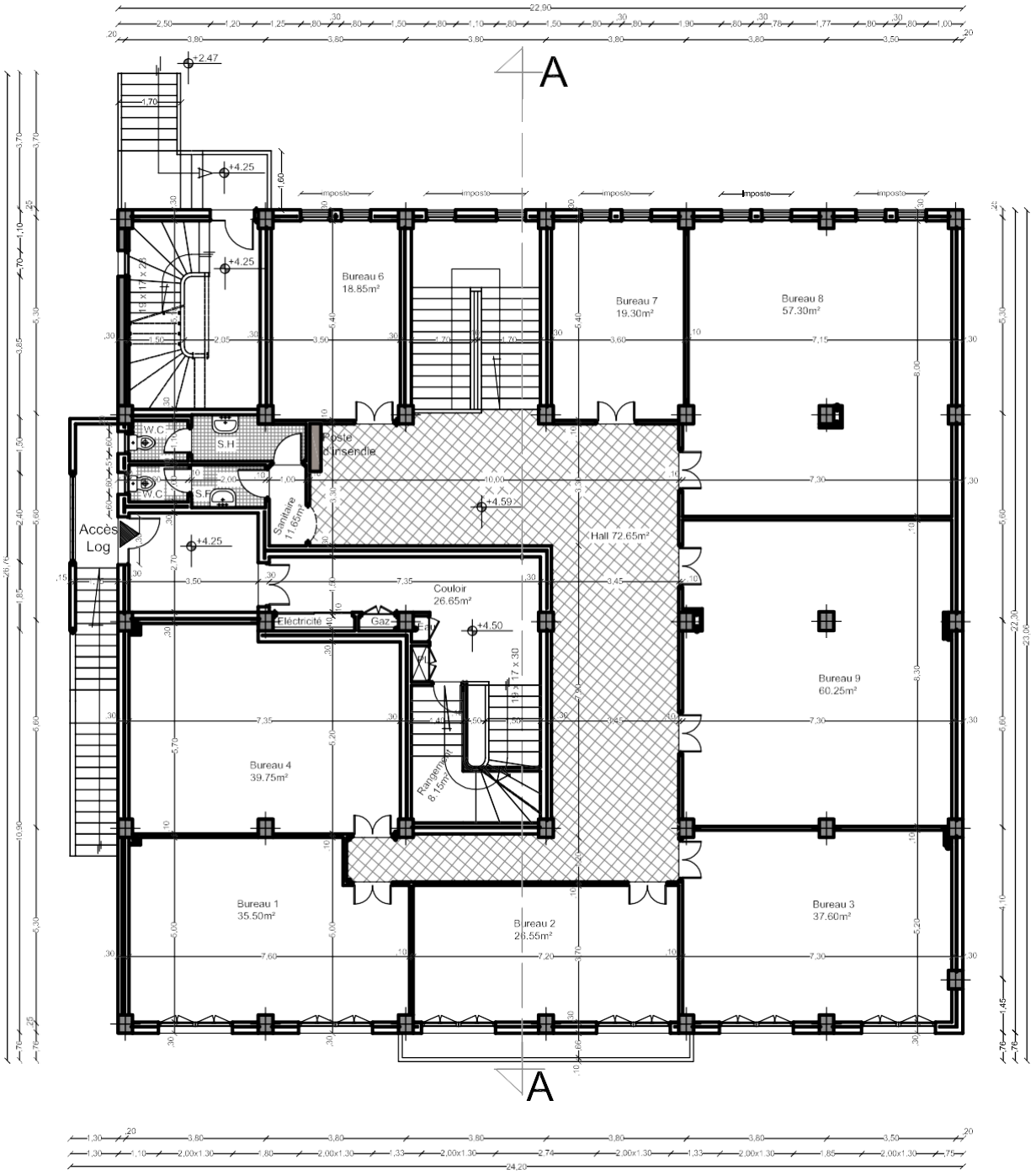
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT BAT 2010
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2016.
- ✓ Logiciel de ferraillage SOCOTEC.


+28.24
+26.18
+23.12
+20.06
+17.00
+13.94
+10.88
+7.82
+4.59
+2.55
+0.34
± 0.00
+18.98
+18.98
+18.98
+15.92
+12.86
+9.80

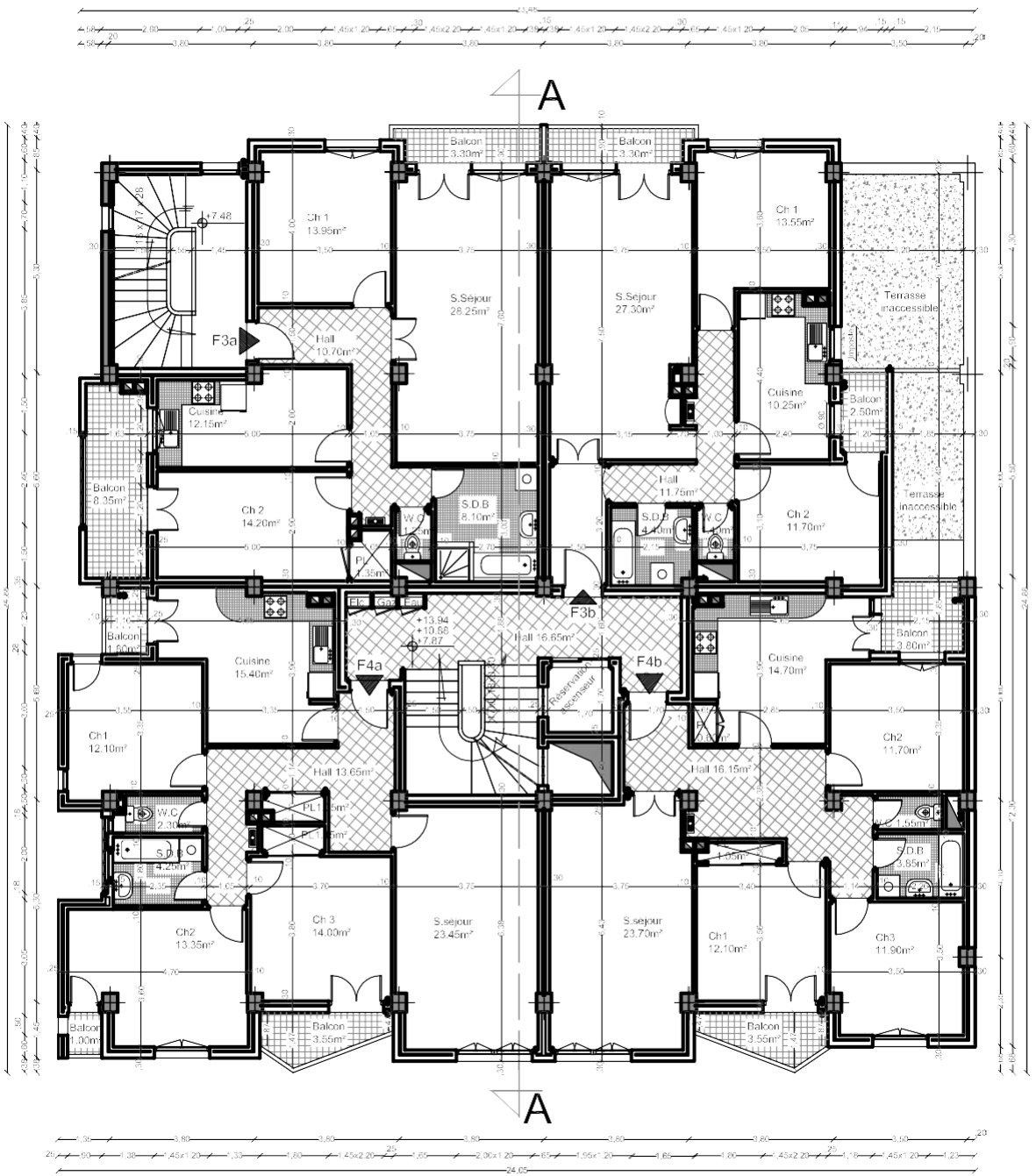
COUPE A-A



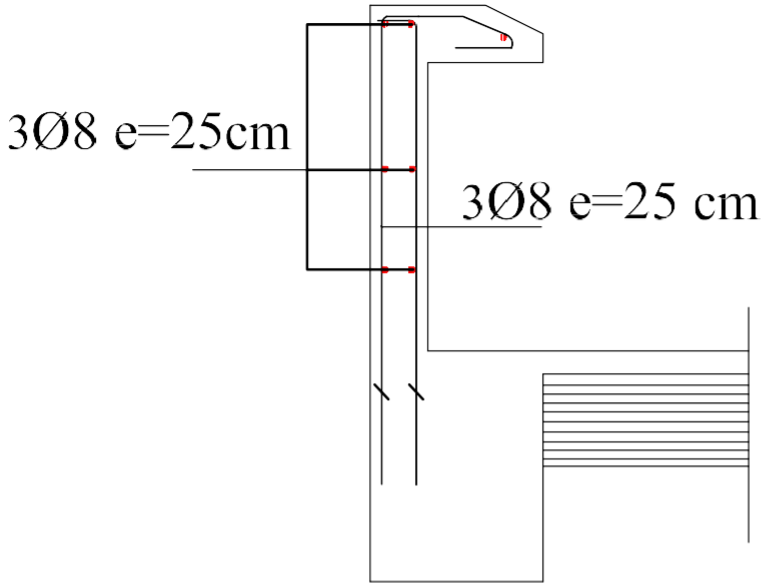
PLAN DE REZ DE CHAUSSEE (commerce)

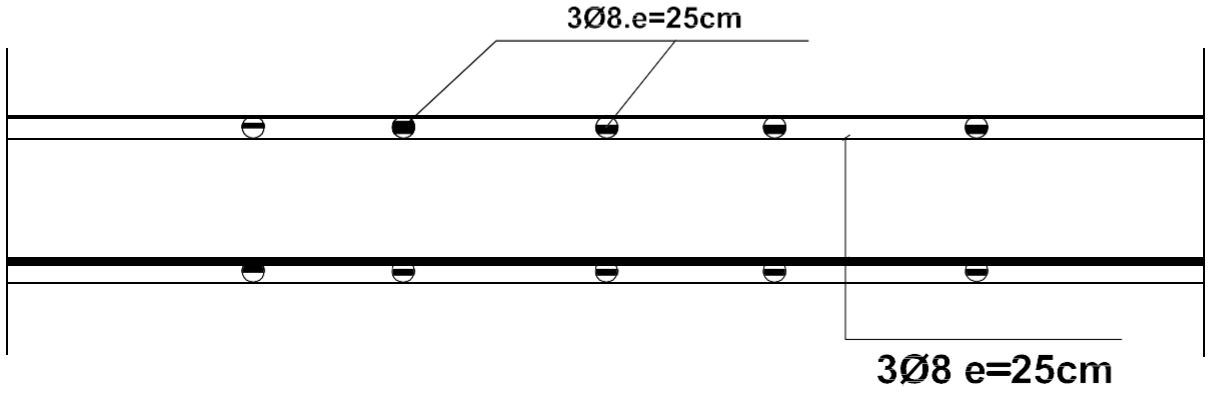


PLAN DE 1er ETAGE (service)



PLAN DE ETAGE COURANT (logement)





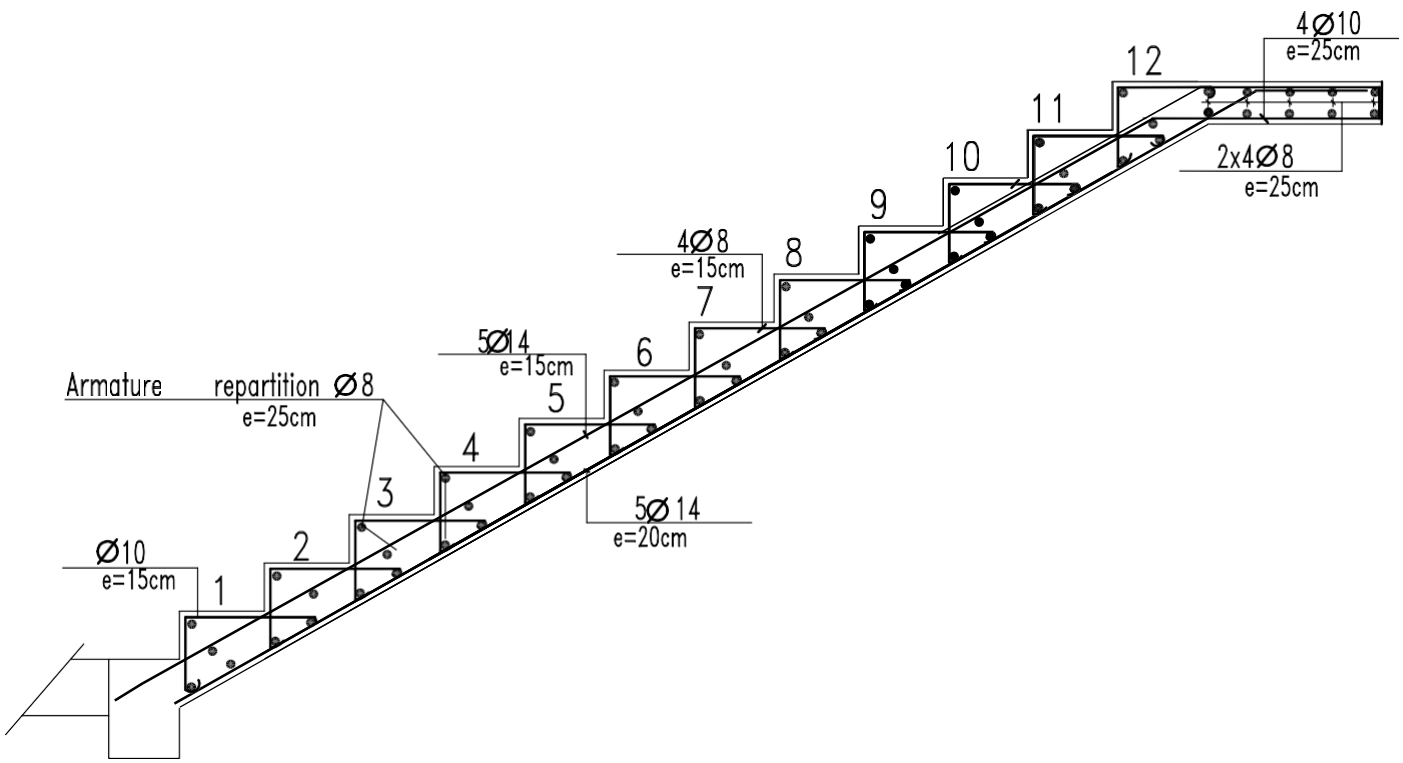
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

MEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+9

ENCADRE PAR:	Mme: HADDAD.MALEK.O	
DESIGNATION:	COFFRAGE FERRAILLAGE ACROTERE	ECHELLE: 1/50 - 1/25
PRESENTE PAR:	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghilos	DATE: JUIN 2017
		N° PLAN: 09/09



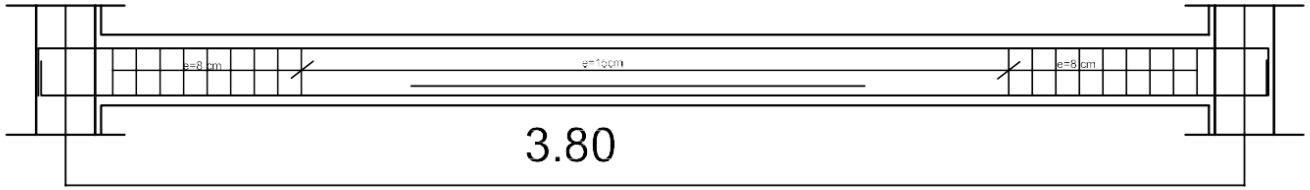
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

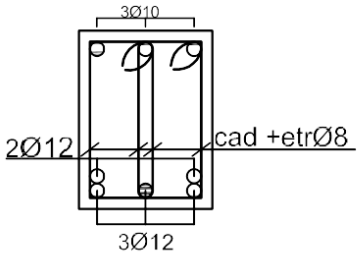
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

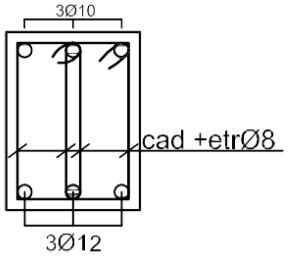
IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

ENCADRE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O		
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE ESCALIER	ECHELLE	1/50 - 1/25
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE	JUIN 2017
		N° PLAN	GC / 03





Travée



Appui

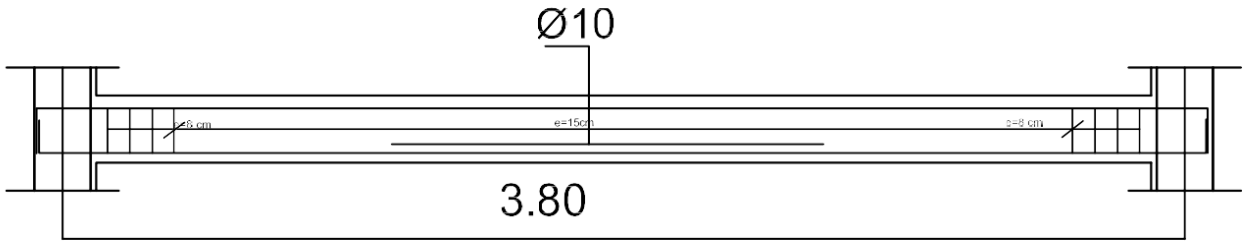
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

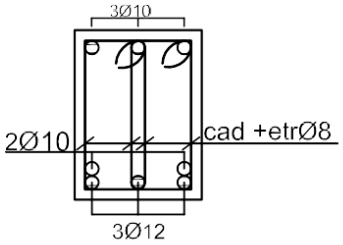
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

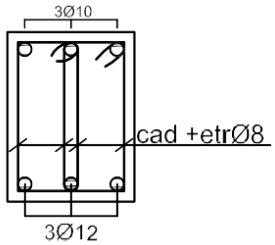
MEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

ENSEIGNE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O	
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PALIERE	ECHELLE 1/50 - 1/25
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE Juillet 2017 / N° PLAN CC / 03





Travée



Appui

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

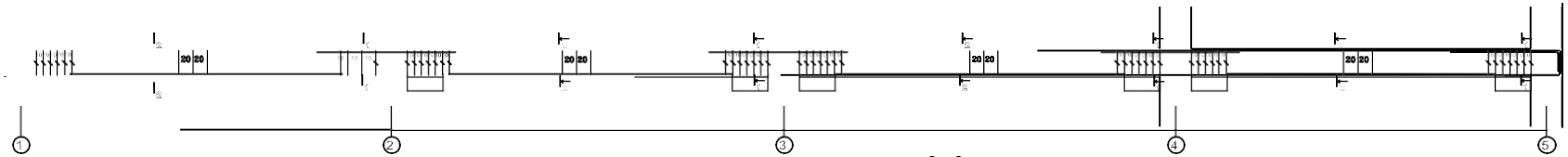
MEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+6

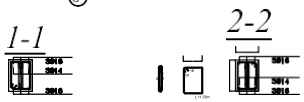
ENCADREE PAR : Mme: HADDAD.MALEK.O

DESIGNATION : COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE CHINAGE — ECHELLE 1/50 1/25

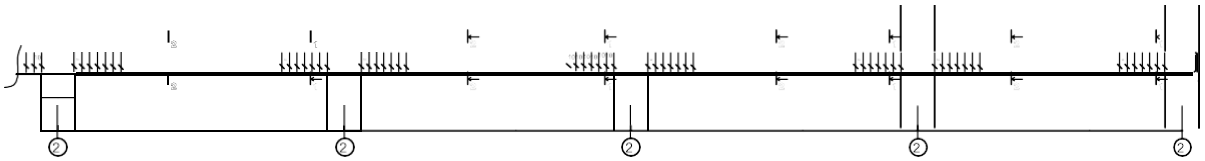
PRESENTE PAR : Mr YAHIAOUI Nacer, Mr ZENINE Ghiles — DATE : JUIN 2017 — N° PLAN : GC 7/08

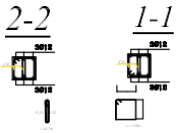
Ferraillage poutre principale (30x40)

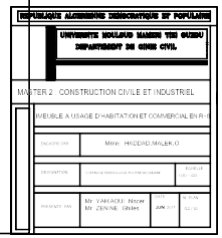


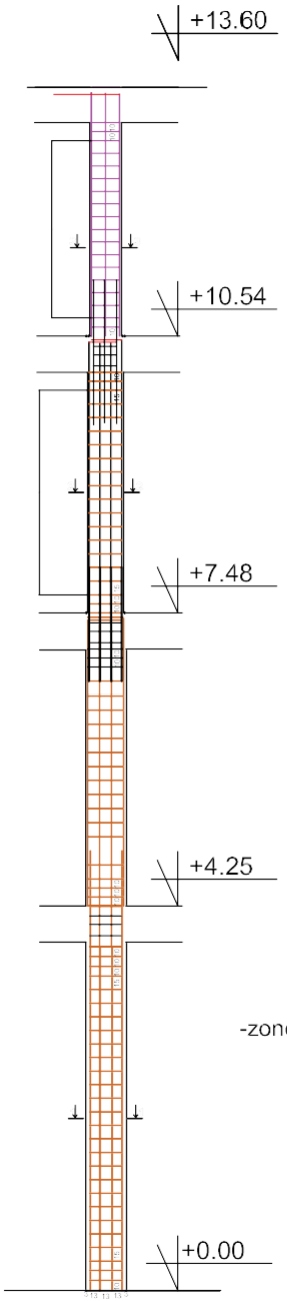


Ferraillage poutre secondaire (30x30)



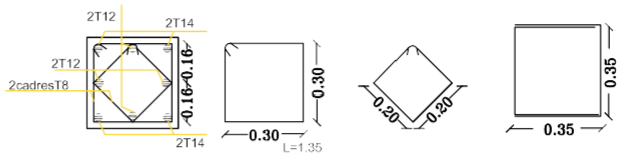






-zone 03

POTEAU 35X35

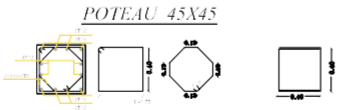


-zone 02

POTEAU 40X40

-zone 01

POTEAU 45X45



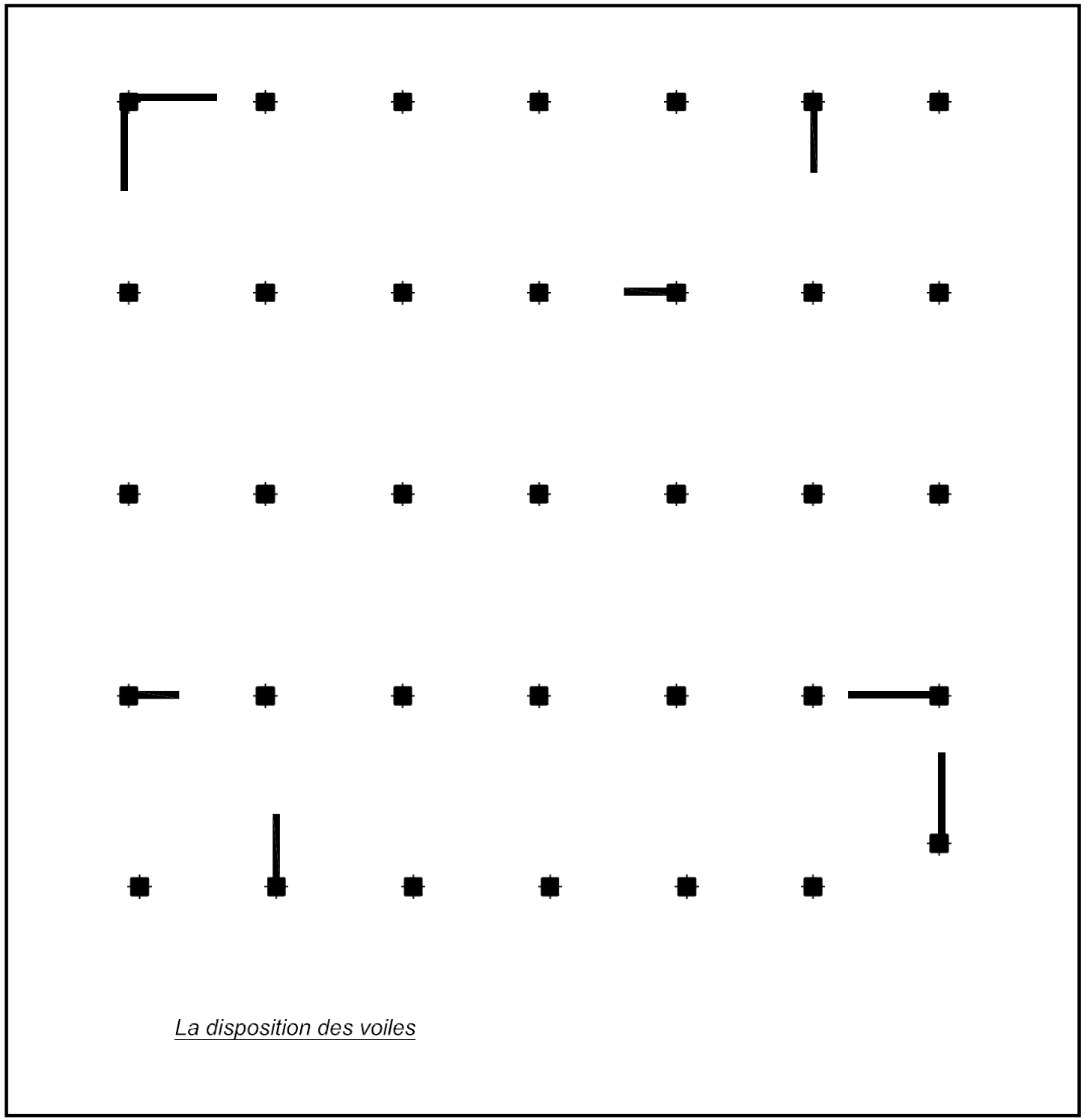
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

MEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

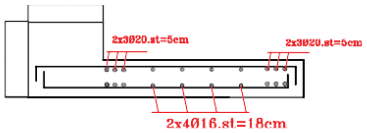
ENCADRE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O	
DESIGNATION	[redacted] TRAGE FERRAILLAGE POTEAUX	ECHELLE 1/50 - 1/25
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE JUIN 2017 — N° PLAN GC / 03



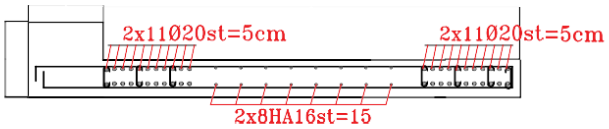
La disposition des voiles

L=1.20 (VL1) L=2.50 (3)

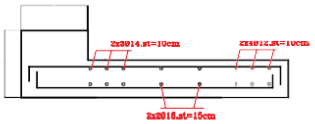
-zone 01



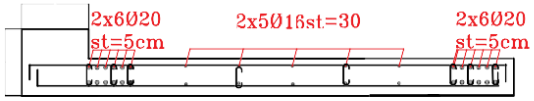
-zone 01



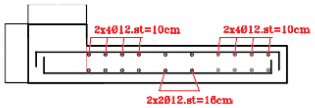
-zone 02



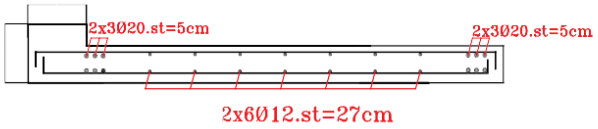
-zone 02



-zone 03



-zone 03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

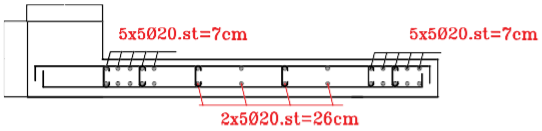
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+6

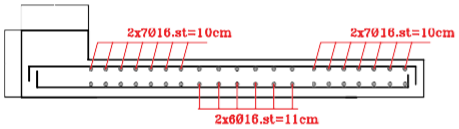
ENCADRE PAR:	Mme: HADDAD.MALEK.O	
DESIGNATION: COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES LONGITUDINALES		ECHELLE: 1/50 - 1/20
PRESENTE PAR:	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE: JUIN 2017
		N° PLAN: GC/03

L=2.00 (VT2)

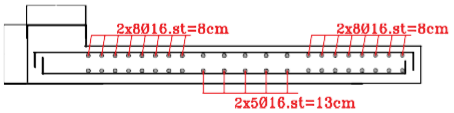
-zone 01



-zone 02

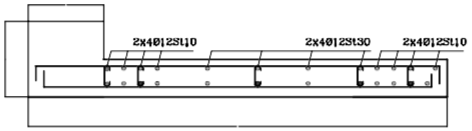


-zone 03

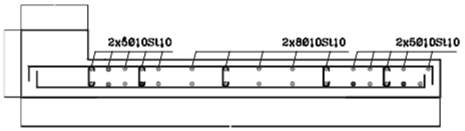


L=2.50 (VT1)

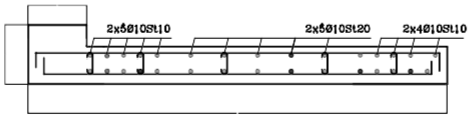
-zone 01



-zone 02



-zone 03



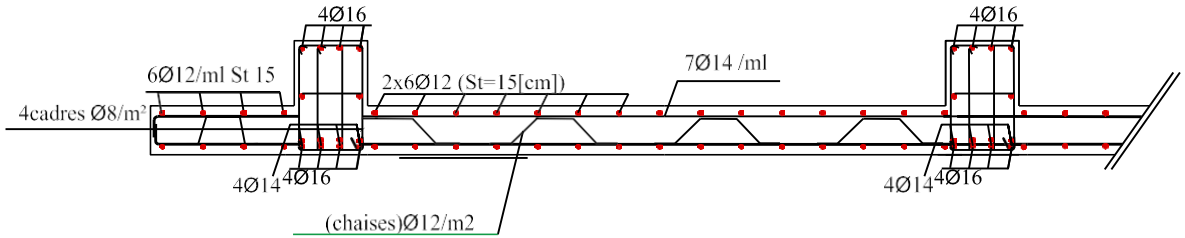
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

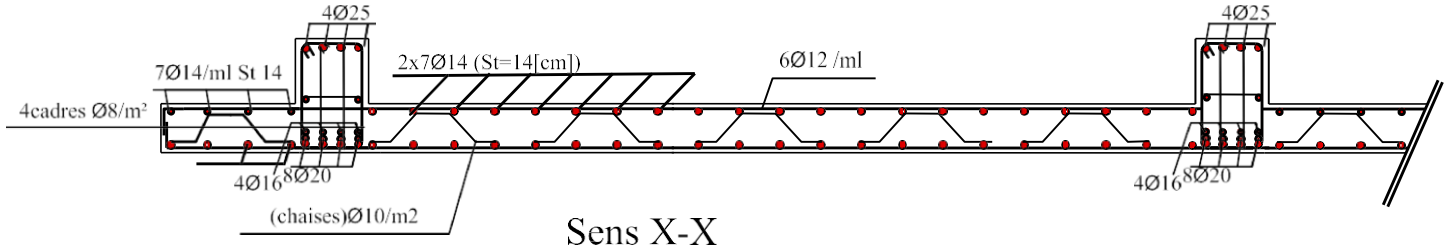
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

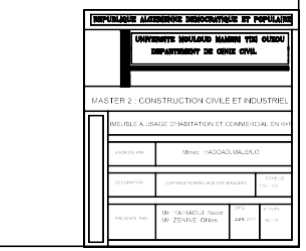
ENCADRE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O		
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES TRANSVERSALES	ECHELLE 1/50 - 1/25	
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE JUIN 2017	N° PLAN SC / 03



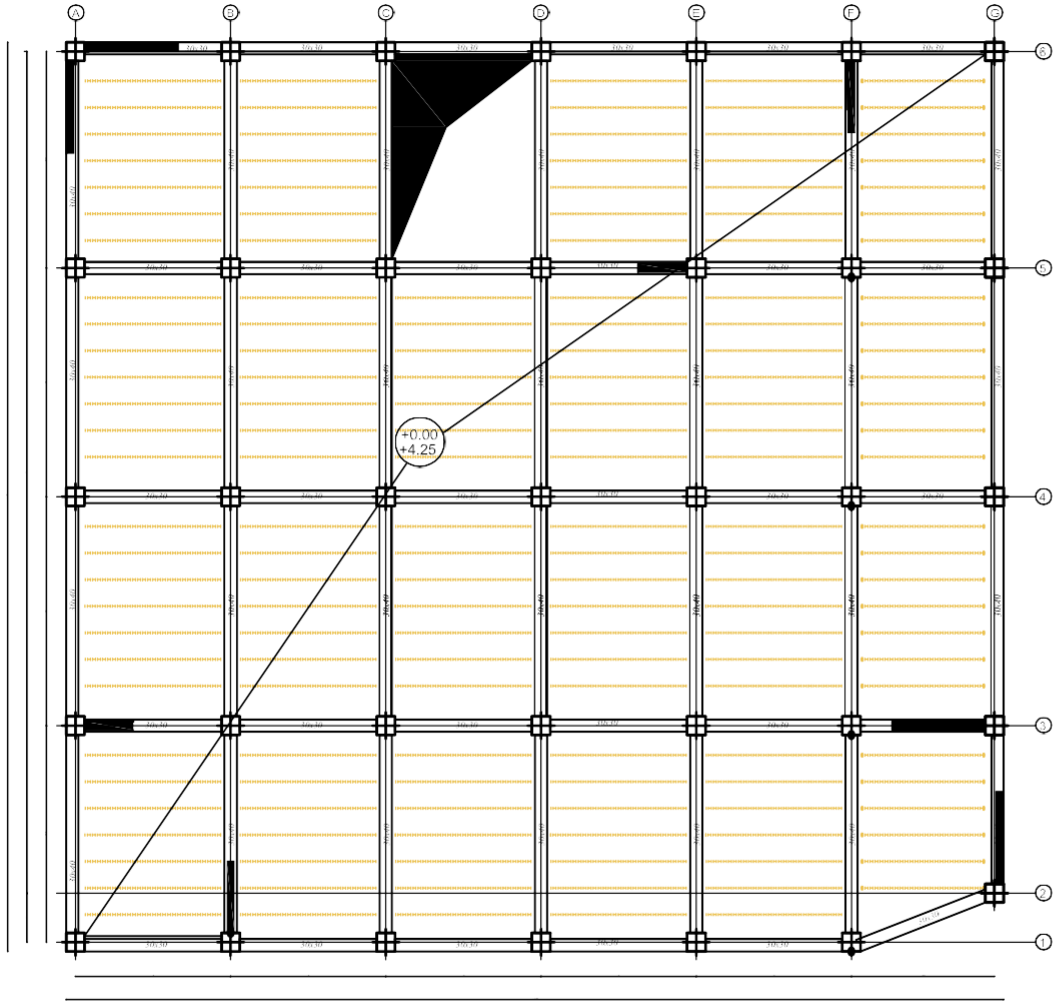
Sens Y-Y



Sens X-X



COFFRAGE plancher niv +0.00 et +4.25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

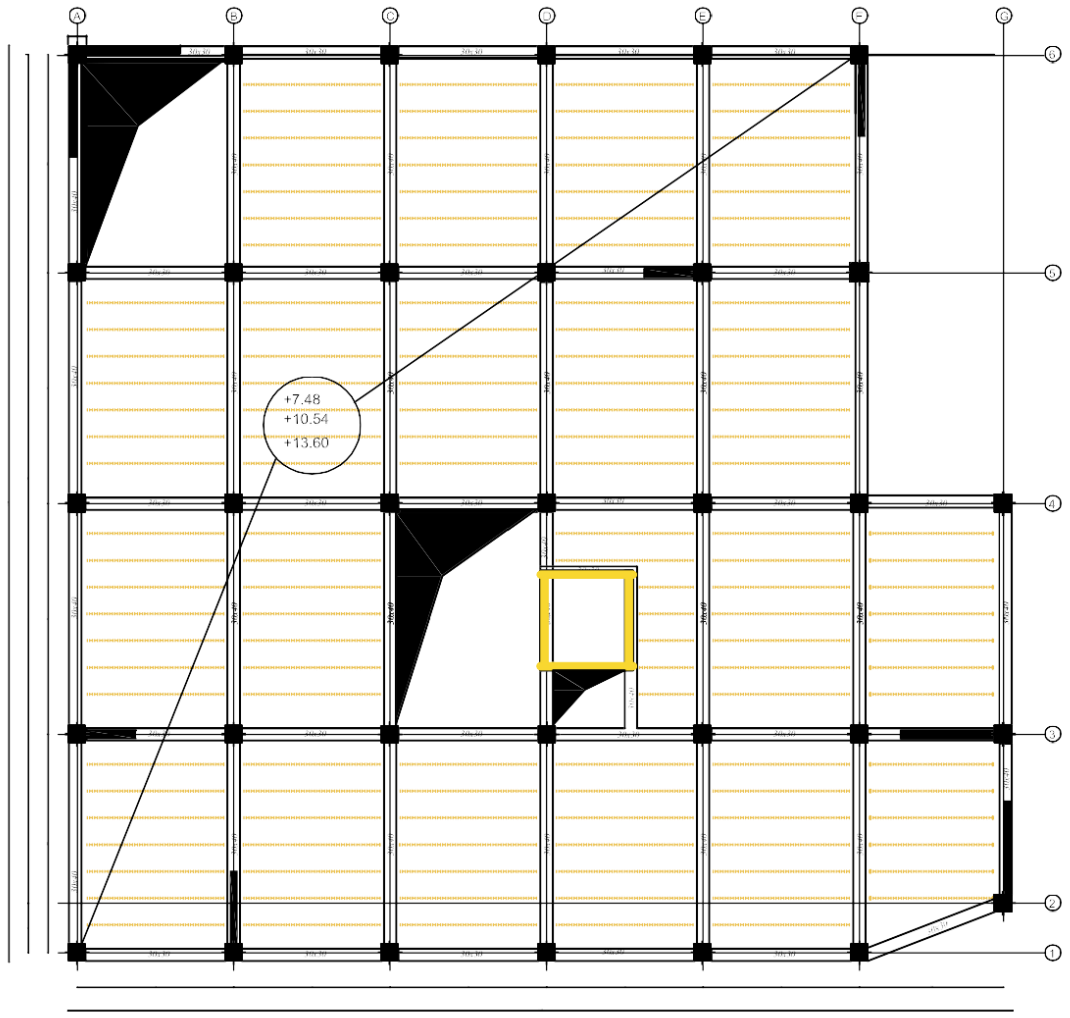
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+6

ETUDIANTE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.Q		
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +0.00	ECHELLE 1/50	
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE JUIN 2017	N° PLAN GC/16

COFFRAGE plancher niv +7.48, 10.54, +13.60



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

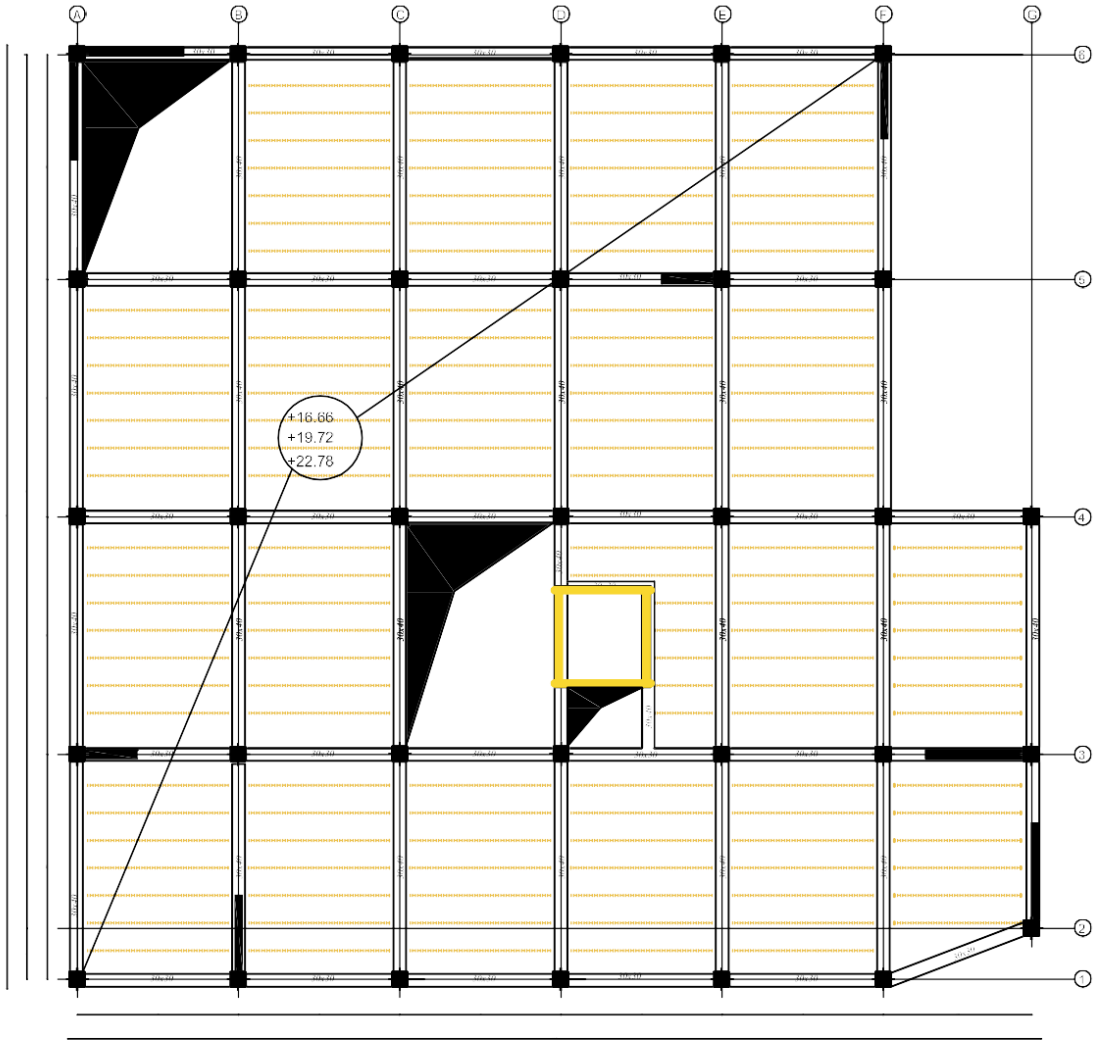
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

ENSEIGNE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O		
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV : +7.07 + 9.86 +13.94	ECHELLE	1/50 - 1/25
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles	DATE	JUIN 2017
		N° PLAN	GC / 03

COFFRAGE plancher niv +16.66 +19.72 +22.78 +25.84



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+6

ENCADRE PAR : Mme: HADDAD.MALEK.O

DESIGNATION : COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +17.00 +20.00 +23.12 POUTRES CHAINAGES ESCALIERS

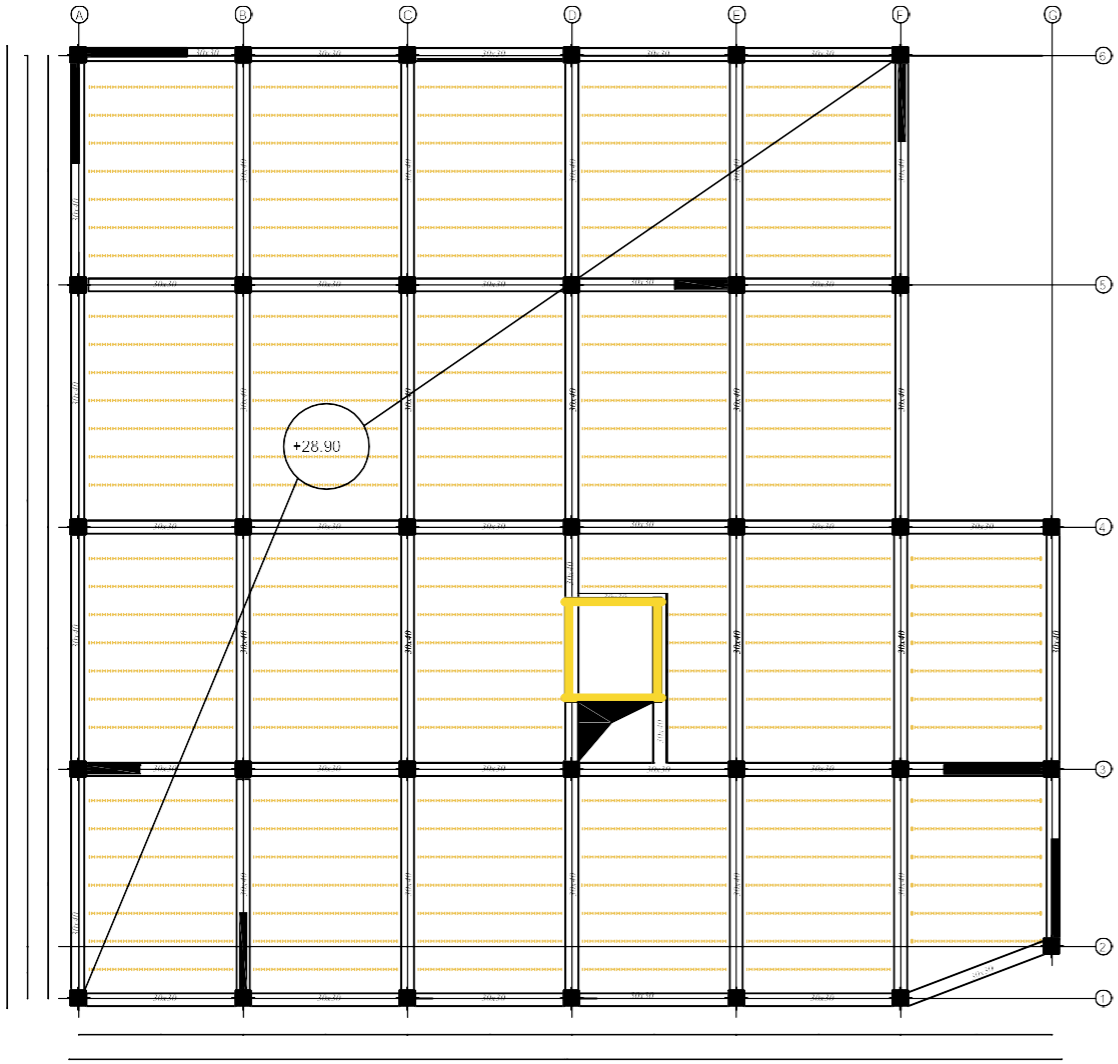
ECHELLE : 1/50 - 1/25

PRESENTE PAR : Mr YAHIAOUI Nacer
Mr ZENINE Ghiles

DATE : JUIN 2017

N° PLAN : GC - 03

COFFRAGE plancher niv +28,90



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

ETUDIANTE PAR	Mme: HADDAD.MALEK.O
DESIGNATION	COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +17.00 +20.06 +23.12 POUTRES,CHAINAGES,ESCALIERS
ECHELLE	1/50 - 1/25
PRESENTE PAR	Mr YAHIAOUI Nacer Mr ZENINE Ghiles
DATE	JUIN 2017
N° PLAN	GC 03