

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil

MEMOIRE

De fin d'études

En vue de l'obtention du

Diplôme de Master 2

Option : construction civile et industrielle (C.C .I)

THEME : Etude d'un bâtiment (R+8) à usage multiple, a
contreventement mixte.

Dirigé par :

M^r M. SAAD

Etudié par :

M^{ELLE}: Karima.AIT SAID

M^r: M'hend. AOUJJEHAM



PROMOTION 2013/2014

Remerciement

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr SAAD.M pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire, et aussi Mr KOUMAD.B.

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

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet

Merci à tous

Karima et M'hend

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

● *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

● *A mon mari et ma très chère belle famille*

● *A mes très chers frères et sœurs.*

● *A toute ma famille sans exception.*

● *A tous ceux que j'aime.*

Karima. GHERAB

.....
Née : AIT SAID

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

● *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

● *A mes très chers frères et sœurs.*

● *A toute ma famille sans exception.*

● *A tous ceux que j'aime.*

AOUDJEHAM M'hend

Sommaire

Introduction Générale

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</i>	<i>1</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>8</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....</i>	<i>21</i>
• <i>III-1-Acrotère.....</i>	<i>21</i>
• <i>III-2-Escaliers.....</i>	<i>30</i>
• <i>III-3-Poutre palière.....</i>	<i>44</i>
• <i>III-4-Plancher à corps creux.....</i>	<i>53</i>
• <i>III-5-Salle machine.....</i>	<i>75</i>
• <i>III-6-Balcons.....</i>	<i>83</i>
<i>Chapitre IV : Présentation du logiciel.....</i>	<i>88</i>
<i>Chapitre V : exploitation des résultats.....</i>	<i>107</i>
<i>Chapitre VI Vérification RPA.....</i>	<i>116</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....</i>	<i>126</i>
<i>Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.....</i>	<i>139</i>
<i>Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....</i>	<i>154</i>
<i>Chapitre X : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>163</i>
<i>Conclusion Générale</i>	
<i>Bibliographie</i>	

Introduction générale :

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle, les constructions constituent pour les pays un véritable patrimoine qui, en ALGERIE, est estimé à plusieurs dizaines de milliards de dinars algériens. Ils sont au cœur du développement des états.

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

Chaque travail a un but précis à satisfaire, notre projet d'étude, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec moindre coût. Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91 modifiée 99.

Nous disposons actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet d'étude d'une tour R+8 à contreventement mixte (portiques et voiles), en plus du calcul statique, la structure peut être soumise à des charges horizontales dues au séisme dont le spectre de calcul tiré du règlement parasismique Algérien RPA99/VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT BAT.

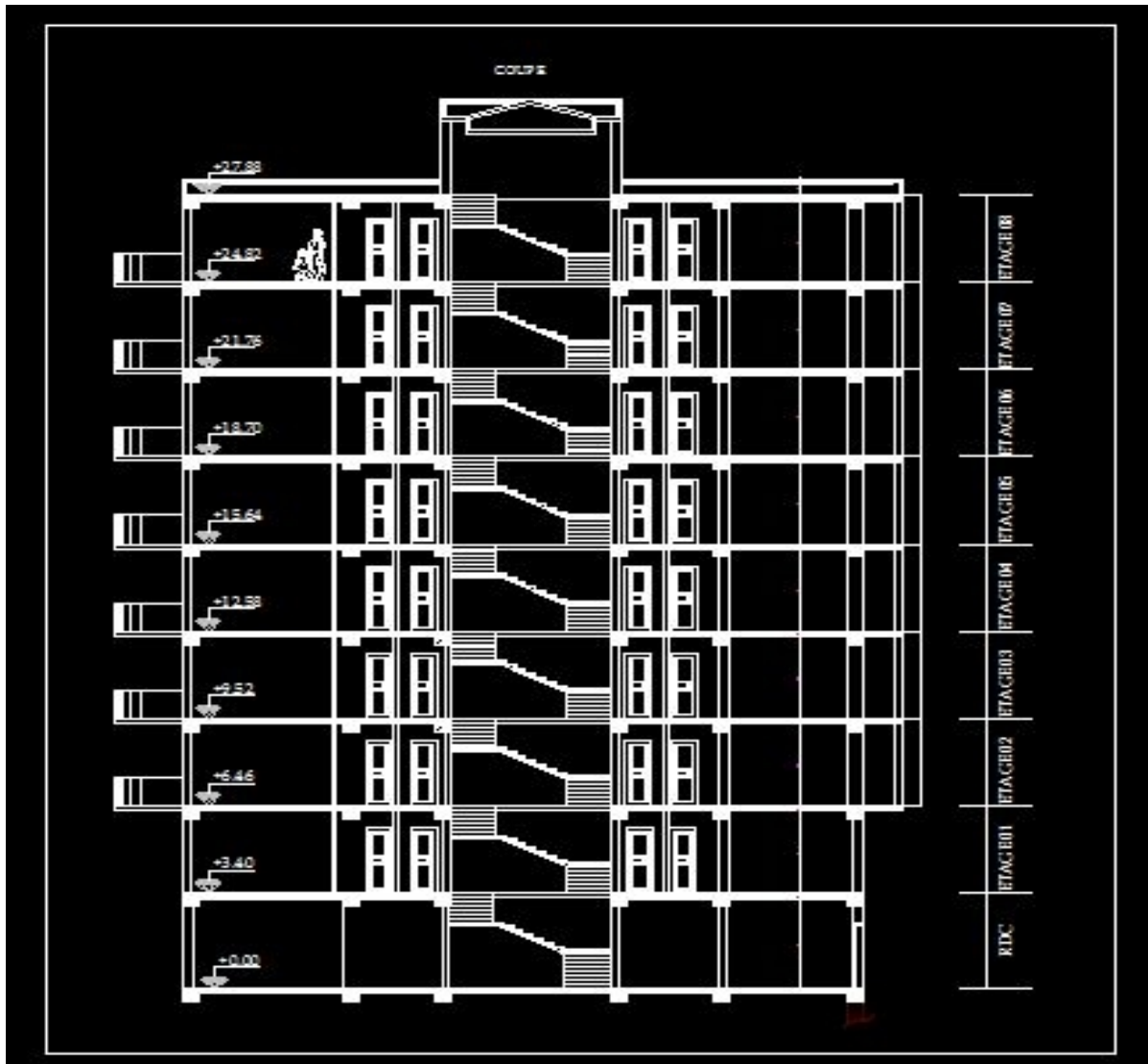
Plan de façade

TOUR R+8

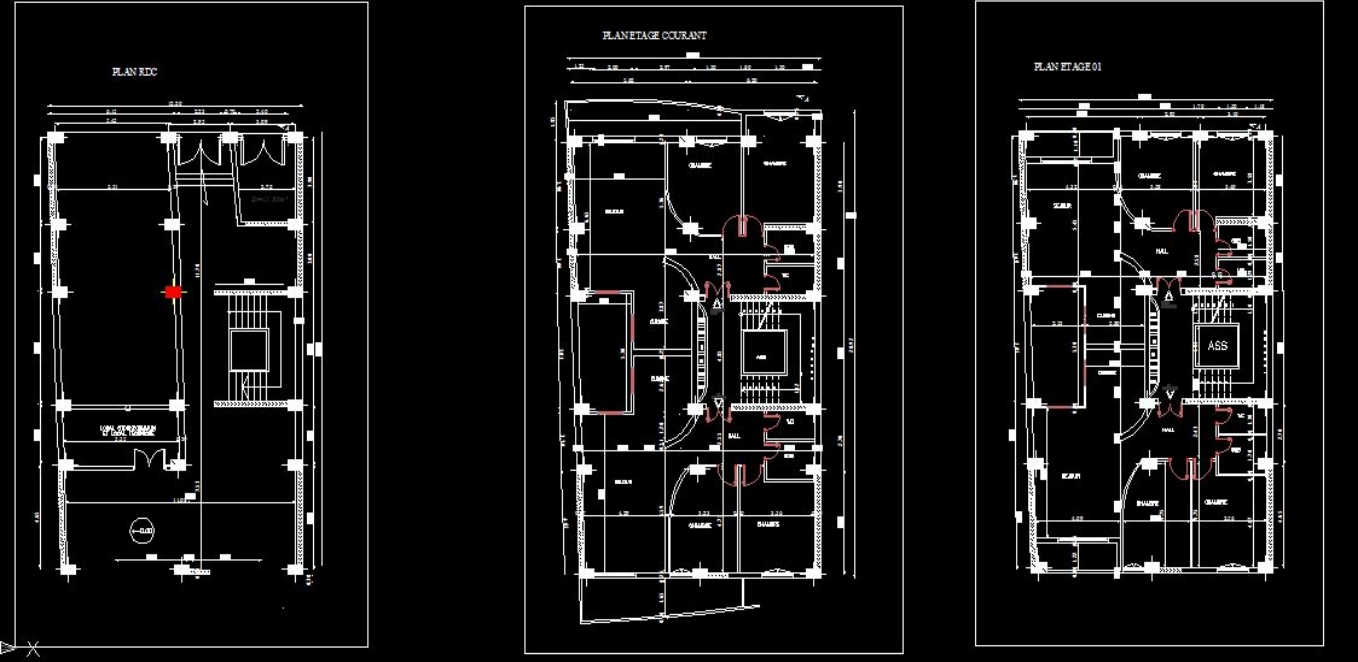


FACADE PRINCIPALE

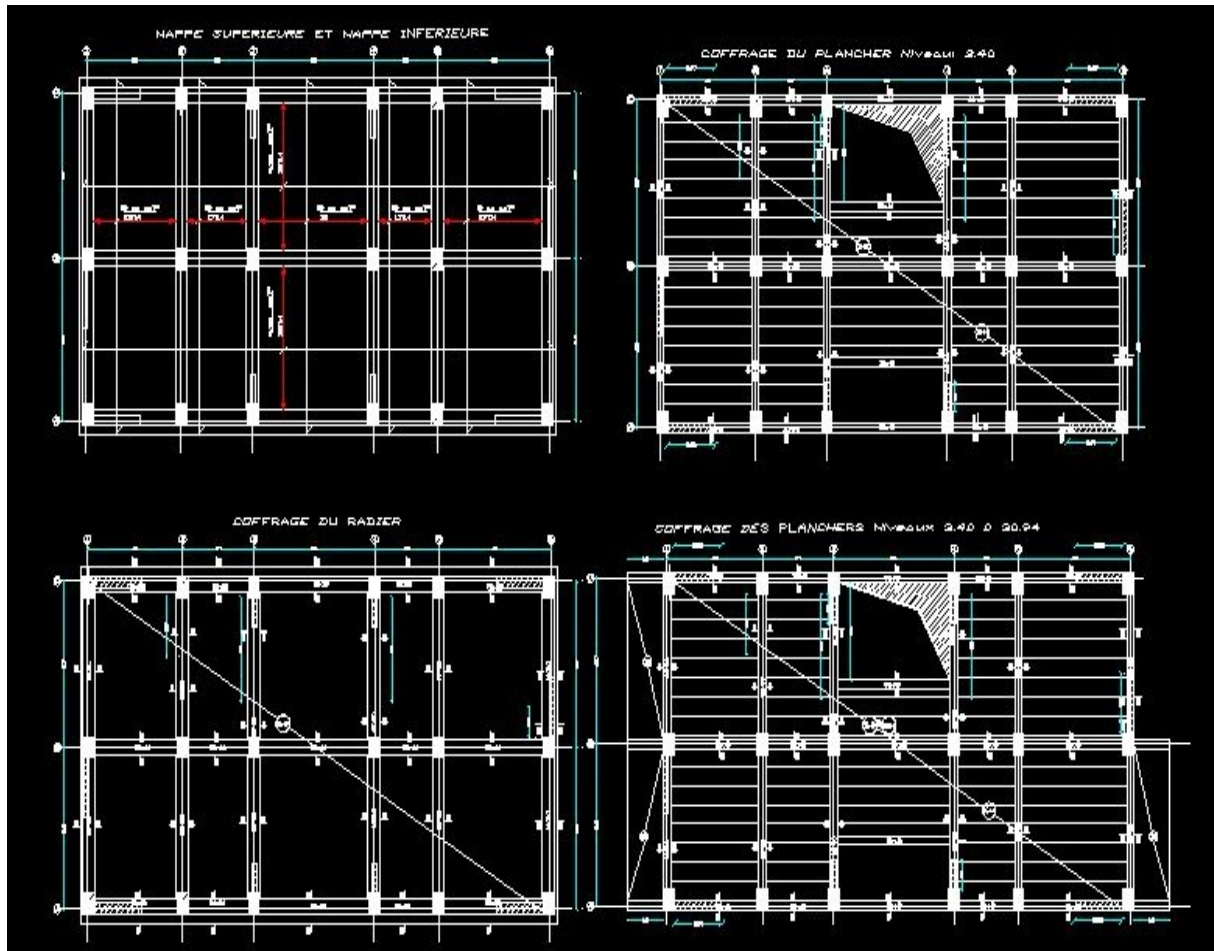
Coupe A-A



Plans d'architecture



Plans de coffrages



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.2 Présentation du projet

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage d'habitation et commercial à ossature mixte. la construction de forme rectangulaire à un gabarit de R+8. Elle est implantée à Oran ville, région classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003), cet ouvrage est du groupe d'usage 2.

Notre ouvrage est composé de :

- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Huit étages courants à usage d'habitation ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Une terrasse inaccessible.

I.2.1 Paramètres

- Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2,5$ bars.
- Largeur en plan..... 11,60 m
- Longueur en plan 19,90 m
- Hauteur du RDC 3,40 m
- Hauteur étage courant..... 3,06 m
- Hauteur totale 30,94m

I.2.2 Eléments de l'ouvrage

Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse 14 mètres et est situé en zone IIa. Le contreventement par portiques uniquement est écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003). Le choix va donc se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges, ils remplissent deux fonctions principales (fonction d'isolation, fonction de résistance mécanique).

Il y a deux types de planchers :

Chapitre I : Présentation et Description de l'Ouvrage

- Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est le type le plus employé dans les immeubles d'habitation. Les corps creux sont réalisés en béton ou en produits céramiques. Ils servent de coffrage perdu pour la dalle et le coffrage se réduit aux fonds de moules pour les poutrelles. Le plancher à corps creux est relativement épais et peu sonore

- Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

La terrasse

Est inaccessible, et a une forme de pente de (1 %) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Maçonnerie :

- Les murs extérieurs : sont en double cloisons de (30cm) d'épaisseur (en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm).
- Les murs de séparation entre deux logements : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm pour les cloisons extérieures et intérieures + une lame d'air de 5cm).
- Les murs intérieurs : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm).

Escaliers:

- Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.
- Le coulage s'effectuera par étage.
- Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

Cage d'ascenseur:

- La tour comporte un seul ascenseur à l'intérieur d'un noyau central réalisé par voiles en béton armé coulé sur place.

Revêtements:

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage, dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
 - Faïence pour les salles d'eau et cuisines.
 - Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Les Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol .

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Système de coffrage:

Le coffrage est une structure temporaire en bois ou en acier dans laquelle on coule le béton afin qu'il prenne la forme désirée et qu'il soit protégé le temps de séchage. Une fois le béton consolidé et sa stabilité assurée, le coffrage ou moule est enlevé .Certains coffrages sont utilisés à plusieurs reprises, d'autres ne servent qu'une fois.

Dans notre étude on utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers et les voiles .

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.3.1 Le béton

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Dans notre cas le ciment qu'utilise est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m³ dans le béton.

La composition du béton sera fixée par un laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le dosage courant pour un m³ sera approximativement comme suit :

Granulats :

- Sable :380 à 450 dm³ (Dg ≤ 5 mm).

- Gravillons :750 à 850 dm³ (Dg ≤ 25 mm).

Ciment:350 kg/m³.

Eau de gâchage:150 à 200 L.

I.3.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvettes normalisées de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16cm/32cm), notée f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A.2.1,11/BAEL 91 modifié 99}).$$

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

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45 Mpa. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour l'étude de ce projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.3.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } : f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL91 modifié99). D'où } : f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.3.2 Contrainte limite du béton

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

I.3.2.1 Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

- **Contrainte limite à la compression:**(A.4.3.4.B.A.E.L91 modifier99):

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

Avec :

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots \dots \dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots \dots \dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

à j = 28 jours en situation courante ; $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

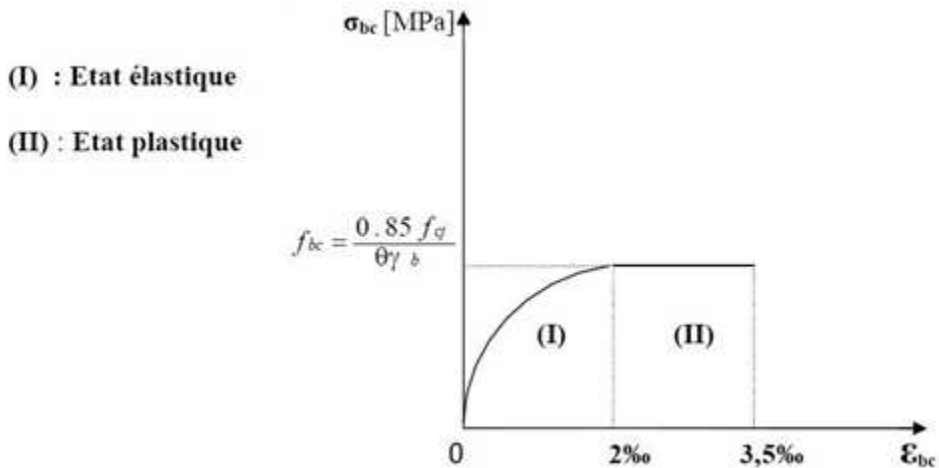


Figure I-1 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$

I.3.2.2 Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS

A j = 28 jour : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

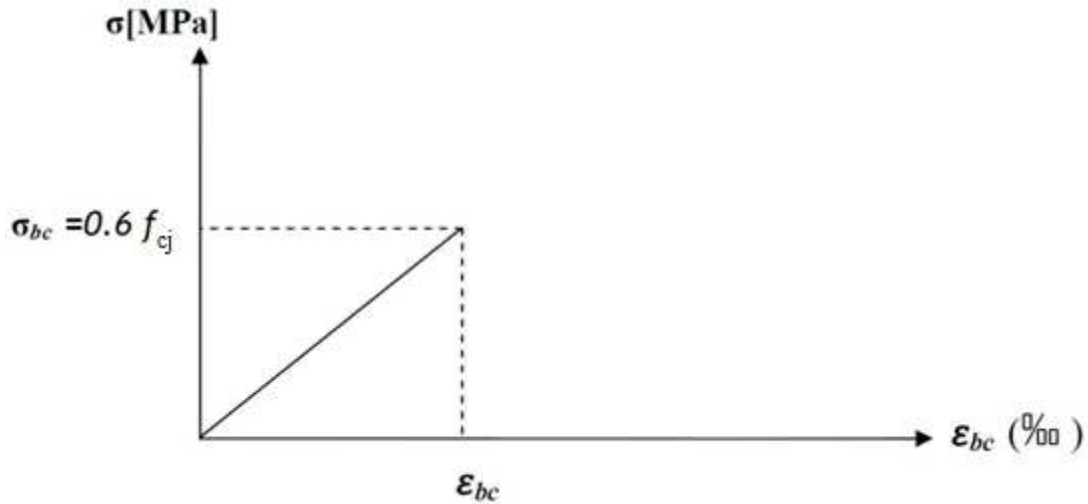


Figure I-2 Diagramme contraintes- déformations du béton à L'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement** (Art A-5-1-21 BAEL91 modifier99):

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

Avec : V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée
 b : valeur de la largeur de la section cisailée
 d : hauteur utile

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

I.3.3 Module d'élasticité

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

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

I.3.3.1 Module d'élasticité instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \text{ (Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifiées 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32.2 \text{ MPa}$$

I.3.3.2 Module d'élasticité différé

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ [MPa]} \text{ (Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifiées 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10.8 \text{ MPa}$$

I.3.3.3 Module d'élasticité transversale

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ [MPa]} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

Chapitre I : Présentation et Description de l'Ouvrage

Coefficient de poisson: C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales. [ART/ A-2.1.3 BAEL 91] , Il sera pris égal à:

- $\nu = 0,2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime

I.3.4 Acier:

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression et il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas.

Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6mm$)	TS	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

I.3.4.1 Module d'élasticité longitudinale des aciers

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$. (Art : A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99).

I.3.4.2 Contrainte limite

Contrainte limite ultime (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

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

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1.15$ situation durable.
- $\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

Contrainte limite ultime de service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on limite les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

Fissuration peut nuisible

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.

- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

Fissuration préjudiciable

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \text{ (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq 0.8 \bar{\sigma}_{st} \text{ (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).}$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

$\eta=1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta=1.3$ pour les HA < 6 mm

$\eta=1.0$ pour les ronds lisses.

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant : (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

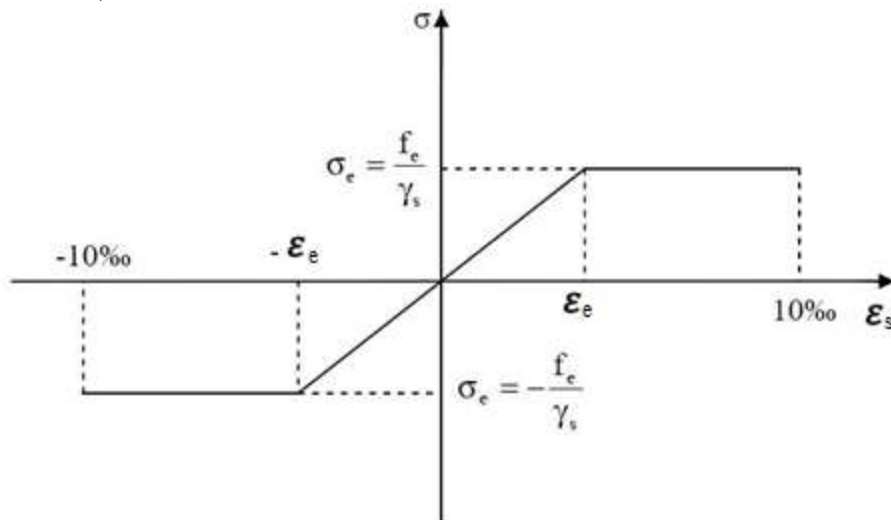


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

- Protection des armatures :(Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Après la présentation de l’ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d’avoir d’une façon générale l’ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1 Les Planchers

Les planchers sont des aires horizontaux limitant les différents niveaux d’un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à:

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

Plancher à corps creux :

Ils sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées de façon judicieuse. L’épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d’exploitation de l’ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu’elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]} \quad \text{[II - 1]}$$

Avec : h_t : La hauteur totale du plancher, notée « h_t »
 L_{max} : la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

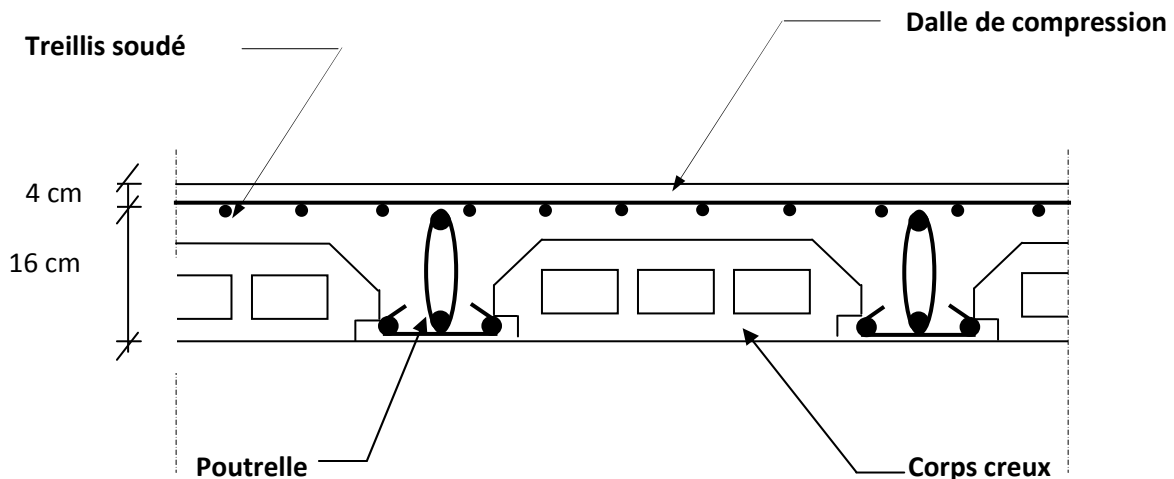


Figure II.1: Schéma descriptif d’un plancher en corps creux

Dans notre cas : $L_{max} = 460 - 45 = 415$ cm

On aura donc : $h_t \geq \frac{470}{22.5} = 18.44$ cm

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

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

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

Plancher à dalle pleine:

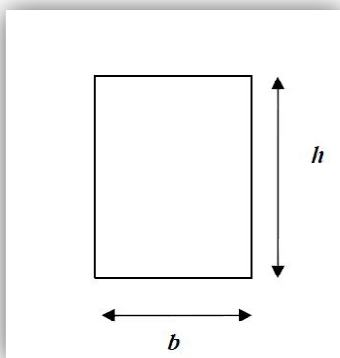
Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers, et d'autres reposant sur quatre appuis; le cas de la dalle des balcons qui sont encastree à une extrémité.

II.2 Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

- Largeur $b \geq 20$ cm.
 - Hauteur $h \geq 30$ cm.
 -
 - Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$
 - Largeur max $b_{max} \leq 1.5h + b_1$.
- } Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)



La hauteur « h » de la poutre est donnée : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ L : la portée max entre nus des appuis.
 La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres principales

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est : on a $L_{max} = 560 - 30 = 530$ cm.

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53$$

}

On prend $h = 50$ cm.
- La largeur de la poutre :

$$0.4(50) \leq b \leq 0.7(50) \Rightarrow 20 \leq b \leq 35$$

}

On prend $b = 30$ cm.

Vérification des conditions du RPA :

- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,67 < 4$ \longrightarrow Condition vérifiée.

II.2.2 Prés-dimensionnement de la poutre secondaire

Elles sont parallèles aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est : on a $L_{max} : 505 - 35 = 470 \text{ cm.}$ }
 $\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Leftrightarrow 31.33 \leq h \leq 47.0$ } On prend $h = 40 \text{ cm.}$
- La largeur de la poutre : }
 $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Leftrightarrow 16 \leq b \leq 28$ } On prend $b = 30 \text{ cm.}$

Vérification des conditions du RPA :

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
 $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
 $\frac{h}{b} = 1,5 < 4$ condition vérifiée.

CONCLUSION :

- Poutre principale : $50 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $40 \times 30 \text{ cm}^2$.

II.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec : } (N_s = G+Q)$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,
 S : section transversale du poteau,
 G : charge permanente,
 Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

Selon le (RPA 99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b,h) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b,h) \geq h_c/20$ h_c est la hauteur libre entre étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Remarque

L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.3.1 Descente de charge

II.3.1.1 Surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité B3 :

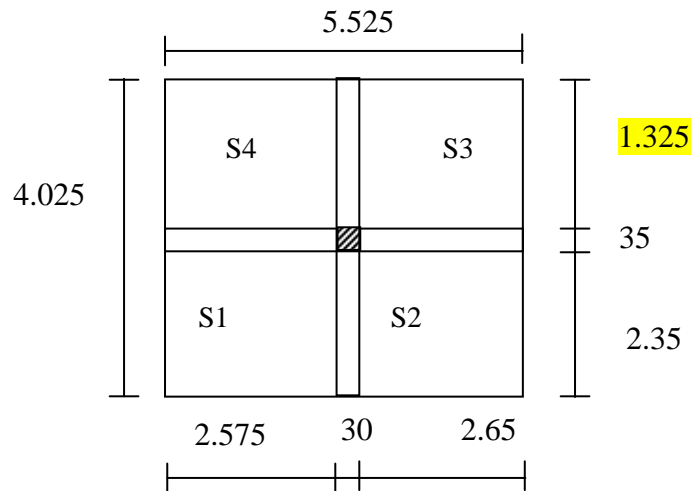


Figure II.3 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S \text{ brute} = 5.525 \times 4.025 = 22.24 \text{ m}^2$$

$$S \text{ nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S \text{ nette} = (2.575 \times 2.35) + (2.65 \times 2.35) + (1.325 \times 2.65) + (1.325 \times 2.575) = 19.20 \text{ m}^2$$

II.3.1.2 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

A. Charges permanentes:

1. Les planchers:

Nous possédons deux types de planchers :

Plancher terrasse :

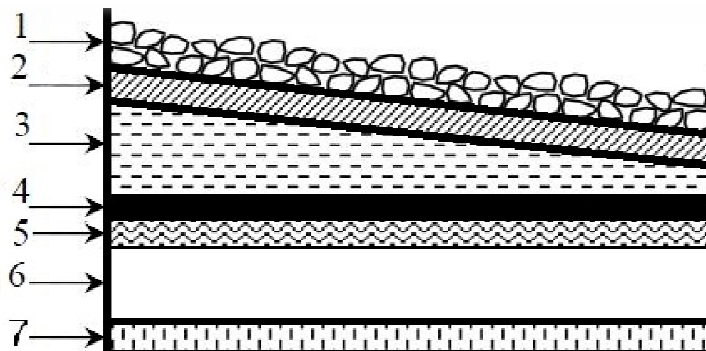


Figure.II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN / m ³)	Charge G (kN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	00.25	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
Charges permanentes G_{Total}				5.83

Tableau II.1

Plancher étage :

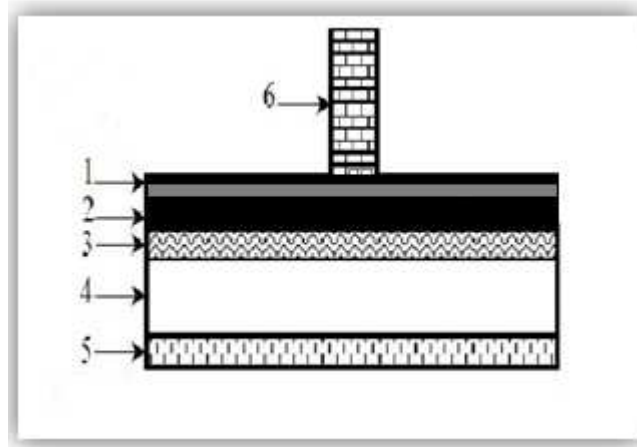


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher d'étage :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN / m ³)	Charge G (kN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit sous plafond	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse+enduits	10	09	0.90
Charges permanentes G_{Total}				5.56

Tableau II.2

2. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

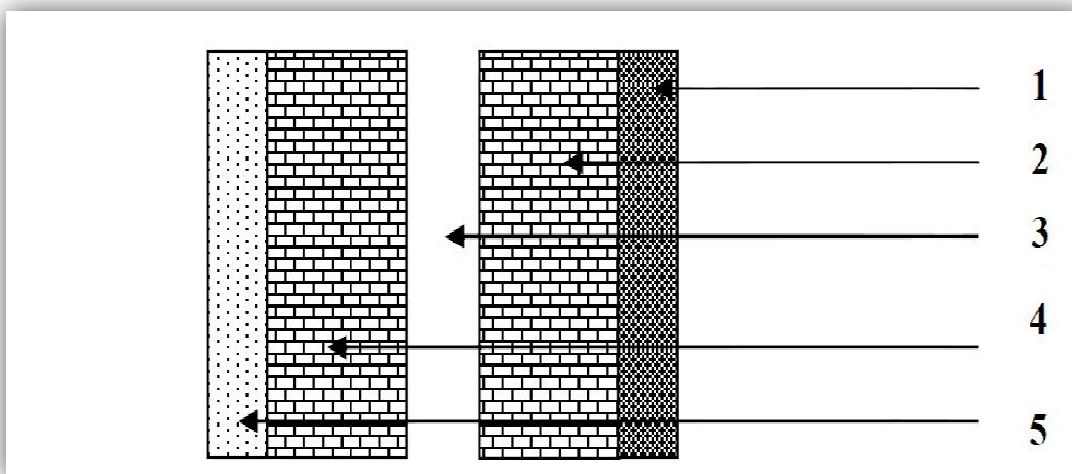


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.3 : Charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN / m ³)	Charge G (kN / m ²)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charges permanentes G_{Total}				2.36

Tableau II.3

Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

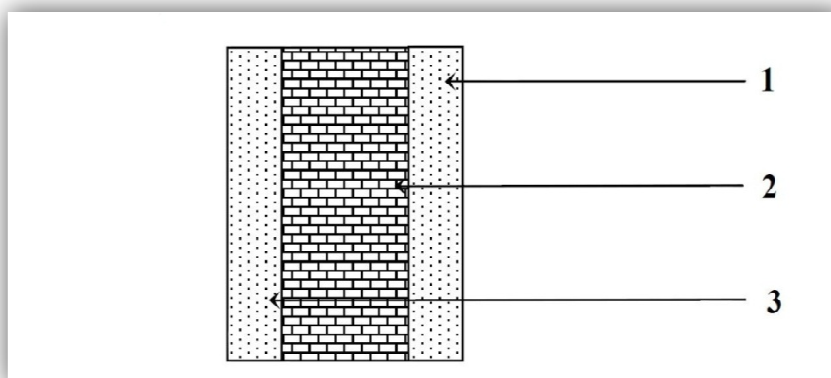


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs intérieurs :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN / m ³)	Charge G (kN / m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charges permanentes G_{Total}				1.30

Tableau II.4

B. Les charges d'exploitation:

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation des différents éléments :

<i>Eléments</i>	<i>Surcharges Q (kN/m²)</i>
Plancher terrasse inaccessible	1,0
Plancher à usage habitation	1,5
Plancher à usage commercial	3,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

Tableau II.5

Remarque:

Dans un premier temps, nous prenons pour les poteaux une section de 35cm x 30cm, qui correspond au minimum réglementaire exigée par le RPA 99 V 2003 en zone IIa.

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau B3 comme étant le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée après avoir appliqué la descente de charge conformément au DTR BC.2.2.

II.3.1.3 La descente de charge:

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau B3.

A. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

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

$$S = (2.575 \times 2.35) + (2.65 \times 2.35) + (1.325 \times 2.65) + (1.325 \times 2.575) = 19.20 \text{ m}^2$$

Les charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :
 $P_{pt} = G \times S = 5.83 \times 19.2 = 111.94 \text{ kN}$
- Plancher d'étage :
 $P_{pé} = G_e \times S = 5.56 \times 19.2 = 106.752 \text{ kN}$

B. Calcul du poids propres des poutres :

- Poutre principale : (30 × 50) :

$$P_{pp} = 0.50 \times 0.30 \times (2.575 + 2.65) \times 25 = 19.59 \text{ kN}$$

- Poutre secondaire : (0.30 × 0.40) :

$$P_{ps} = 0.40 \times 0.30 \times (2.35 + 1.325) \times 25 = 11.025 \text{ kN}$$

C. Poids propres des poteaux : (0.35 × 0.3):

- 1^{ER} AU 8^{EME} ETAGE : $P_{pe} = 0.35 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 8.0325 \text{ kN}$
- RDC : $P_{PRDC} = 0.35 \times 0.3 \times 3.40 \times 25 = 8.925 \text{ kN}$

D. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 22.24 = 22.24 \text{ kN}$
- Plancher 1^{er} à 9^{ème} étage :
 $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = Q_9 = 1.5 \times 22.24 = 33.36 \text{ kN}$
- Plancher du RDC : $Q_{10} = 3.5 \times 22.24 = 77.84 \text{ kN}$

E. loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux "n" pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

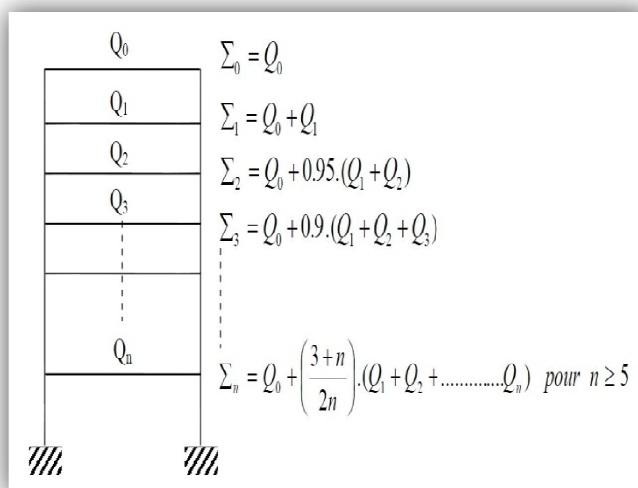
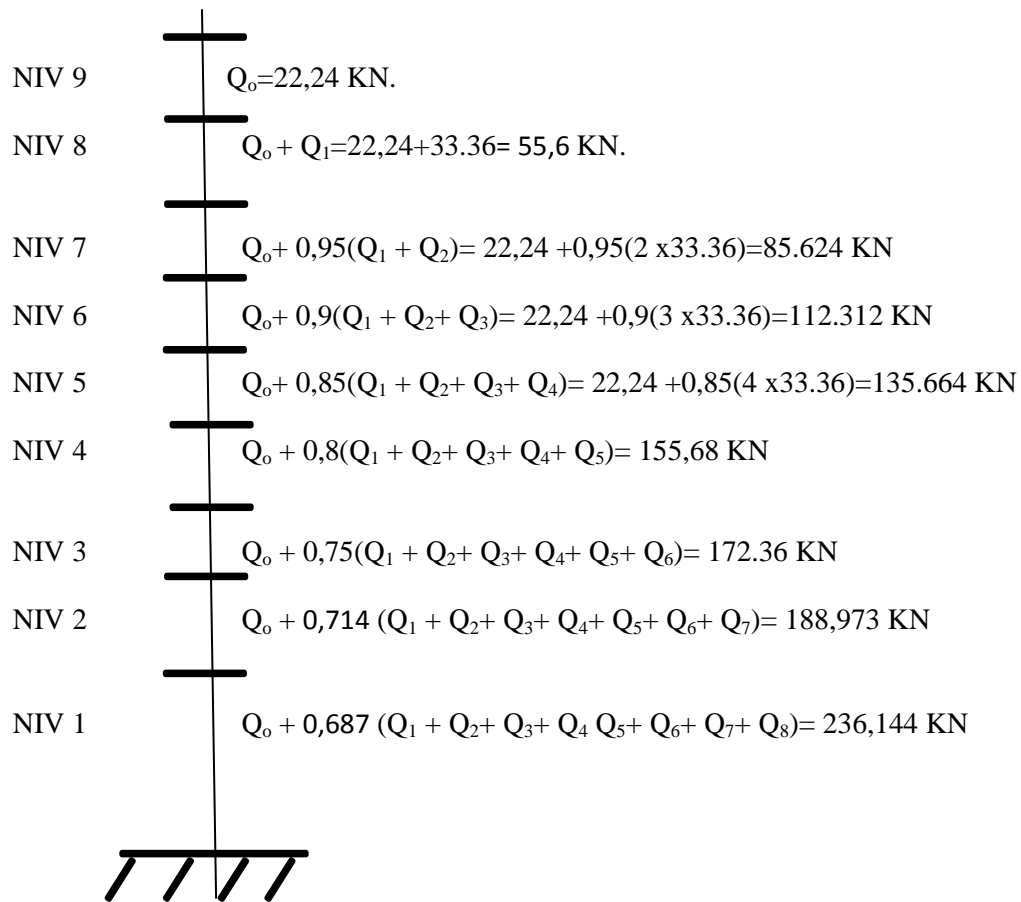


Figure II.8 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge



Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

F. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux :

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N = G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G _c cumulé (KN)	Q (KN)	Q _c cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	S (cm ²)
8	111,94	8,0325	30 ,615	150,58	150,58	22,24	22,24	172,82	115,21	35 x35
7	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	295,98	55.6	77,84	373,82	249,21	35 x35
6	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	441,38	85.62	163,46	604,84	403,22	35 x45
5	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	586,78	112,31	275,77	862,55	575,03	35 x45
4	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	732,18	135,66	411,43	1143,61	762,4	35 x45
3	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	877,58	155,68	567,11	1444,69	963,12	45 x45
2	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	1022,98	172.36	739,47	1762,45	1174,96	45 x45
1	106,75	8,0325	30 ,615	145,40	1168,38	188,97	928,44	2096,82	1397,88	45 x45
RDC	106,75	8,925	30 ,615	145,40	1313,78	236.14	1164,58	2478,36	1652,24	45 x55

Tableau II.5

Remarque :

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux .

H. Vérifications relatives aux exigences du RPA:

1. TABLEAU II.6 : Vérification des sections des poteaux, recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b,h)}=35 \geq 25\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>
35x45	$\text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b,h)}=35 \geq 25\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 35\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{45} = 0.77 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>
45x45	$\text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b,h)}=45 \geq 25\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} < 45\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>
45x55	$\text{Min (b,h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b,h)}=45 \geq 25\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\text{Min (b,h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{340}{20} = 17\text{cm} < 45\text{cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{55} = 0.81 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>

Tableau II.6

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

1. Vérification des poteaux au flambement:(Art B.8.4.1/BAEL 91modifiées 99) :

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

L'élanement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{b} \leq 35$ Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) (poteau encastree à la base et articuler),

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

- Poteaux (35X35) : $L_0 = 306$ cm. $\Rightarrow \lambda = 21,2003019 < 35.$
- Poteaux (35X45) : $L_0 = 306$ cm. $\Rightarrow \lambda = 21,2003019 < 35.$
- Poteaux (45X45) : $L_0 = 306$ cm. $\Rightarrow \lambda = 16,4891237 < 35.$
- Poteaux (45X55) : $L_{0RDC} = 340$ cm. $\Rightarrow \lambda = 18,3212485 < 35.$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II.4 Les Voiles :

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

Selon le RPA 99 – 2003, (Art 7.7.1) ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $\ell \geq 4a$

Avec :

ℓ : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

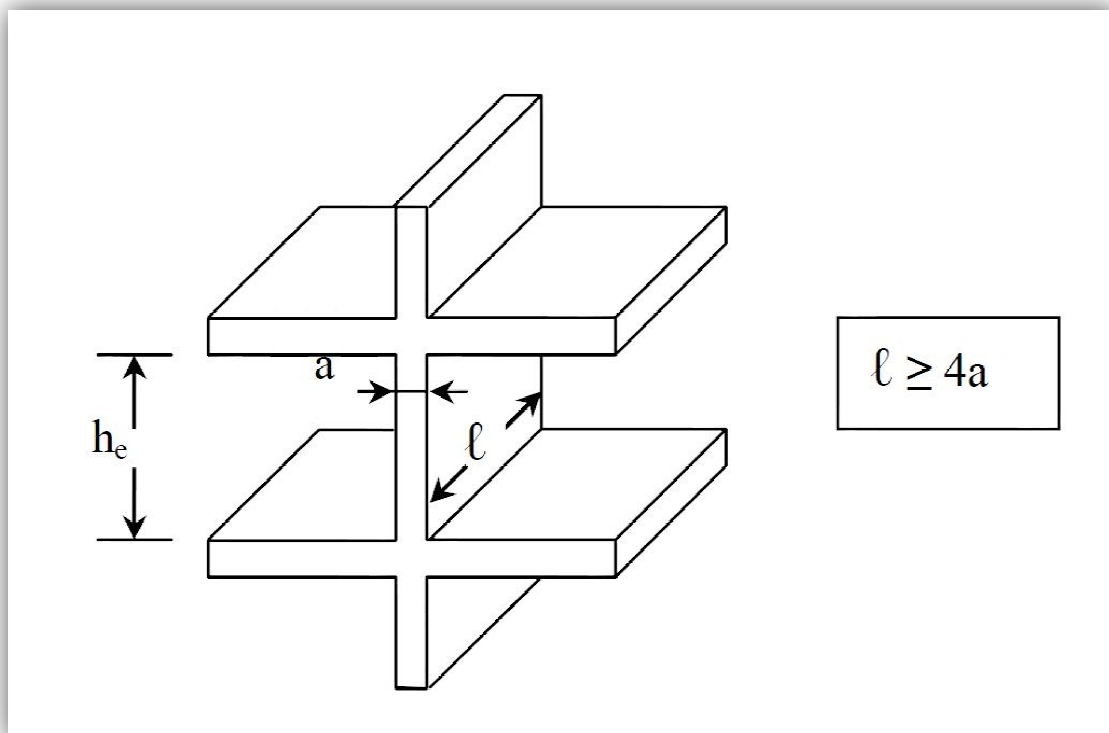


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

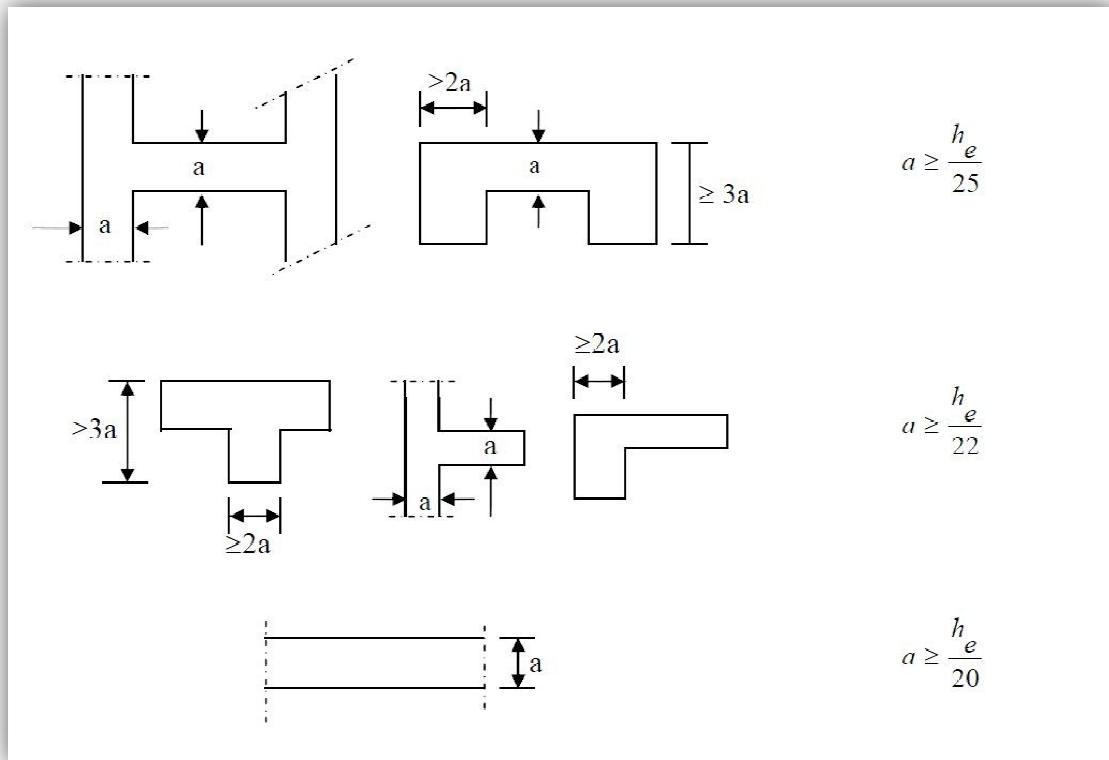


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

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

- Pour le rez-de-chaussée RDC:

Dans notre cas, $h_e =$ hauteur d'étages = 340 cm.

Nous aurons donc : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\ell_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Autre étages :

Dans notre cas, $h_e =$ hauteur d'étages = 306 cm.

Nous aurons donc : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 20 \text{ cm}$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\ell_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

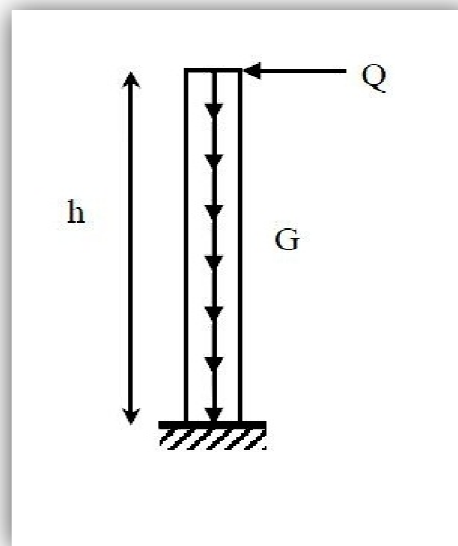
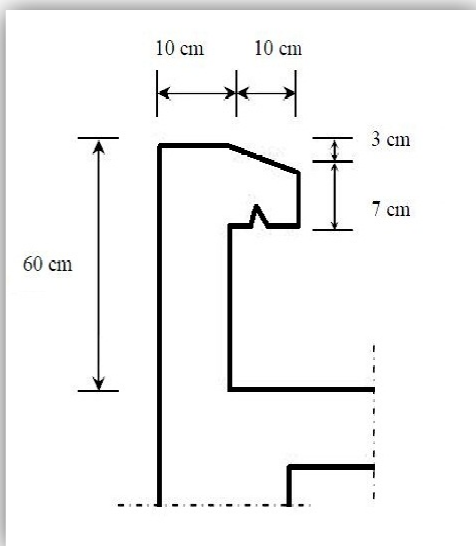


Fig III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

Fig III.1.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.1) Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $G = p \times S \times 1 \text{ ml}$.

Avec : p : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/m.}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN /ml.}$
- Effort tranchant dû à la poussée latérale T : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$
- Effort normal dû au poids propre G : $NG = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$
- Effort normal dû à la surcharge Q : $NQ = 0$
- Moment de renversement dû à G : $MG = 0$
- Moment de renversement dû à Q : $MQ = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml.}$

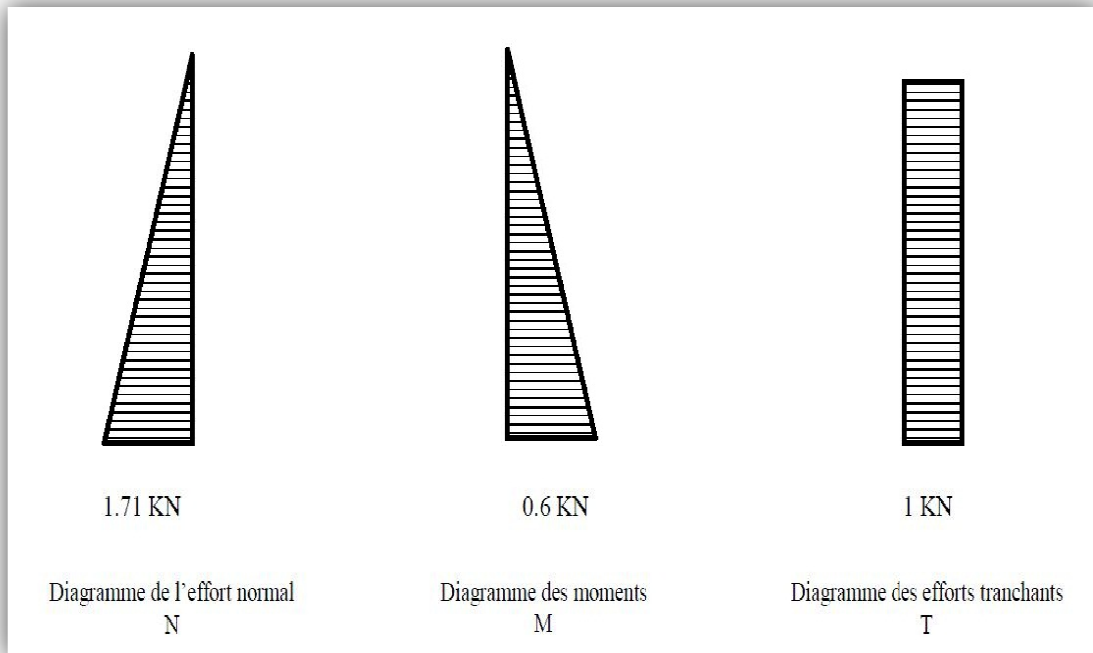


Figure III.1.3 : Diagrammes des efforts

III.1.2) Combinaisons de charges :

- A L'ELU :

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

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ KN.}$$

Moment de renversement :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.35 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.}$$

- A L'ELS :

La combinaison de charge est : $G + Q$

Effort normal de compression :

$$N_S = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN.}$$

Moment de renversement :

$$M_S = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

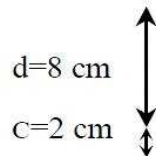
III.1.3) Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

Donc, ça consis
flexion composé

Pour déterminer
composée. Pour
principe est d'ét
« M_f » afin de c
pour déterminer



A. Calcul de l'excentricité

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

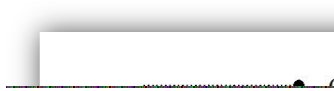


Figure III.1.4

Le centre de pressio
normal (N) est un ef
Donc la section sera
« M_f » Puis on se ra

B. Calcul de la section d'

- Moment fictif :

Avec : g : distan
tendues.

$$g = e_u + \frac{\square}{2} - c =$$

D'où: $M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$.

- Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$ S.S.A

$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995$.

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

- C.** Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :

$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$; Avec $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$

III.1.4) Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)

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

- Armatures principales :

$$A_u \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$.

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 35.08 \text{ cm}$

$\Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$

D'où les armatures principales : $A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

⇒ Soit : Adoptée = 4HA8 = 2.01cm²/ml

Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25$ cm.

- Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A_{adoptée}}{N_s} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

⇒ Soit : Ar = 4HA8=2.01cm²/ml

Avec un espacement : $St = \frac{100}{4} = 25$ cm.

- Vérification de la contrainte tangentielle:(Art A.5.2.2/BAEL91)
Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b} = 0.44 \times \frac{25^{1/2}}{1.5} = 1.467 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad V_u = \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 1.467 \quad \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

- Vérification de la l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3 /BAEL91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \Sigma\mu_i}$$

$\Sigma\mu_i$: Somme des périmètres utilisé des armatures.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Espacement des barres :

Armatures principales : $St = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

Condition vérifiée

Armatures de répartition : $St = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$
 Condition vérifiée

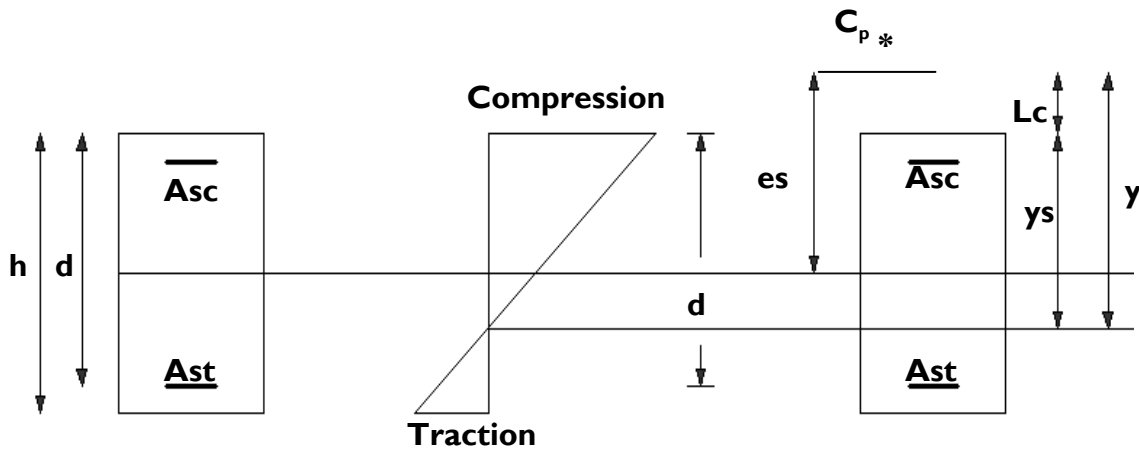
- Ancrage des barres verticales :
 La longueur de scellement droit est : $L_S = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$
 Avec : $L_S = \frac{8 \times 400}{2 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } L_S = 30 \text{ cm}$

III.1.5) Vérifications à l'ELS : (Art. A.6.1,3/BAEL91)

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

Les aciers sont en Fe 400 et de diamètre 8mm $\longrightarrow \eta = 1,6$.

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35,08 = -30,08$$

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

$$y^3 + Py + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$P = - 3L_c^2 - 90 A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90 A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \times (-30,08)^2 - 90(2,01) \frac{-30,08 - 6}{100} + 90 \times (2,01) \times \frac{(8 + 30,08)}{100}$$

$$\mathbf{P = -2580,26}$$

$$q = -2Lc^3 - 90A_{sc} \frac{(Lc - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-30,08)^3 - 90 \times (2,01) \frac{(-30,08 - 6)^2}{100} - 90(2,01) \times \frac{(8 + 30,08)^2}{100}$$

$$q = 49455,05$$

$$(*) \rightarrow y^3 - 2580,26y + 49455,05 = 0.$$

La résolution de l'équation donne :

$$y_1 = 32,62.$$

$$y_2 = -58,23.$$

$$y_3 = 25,90.$$

Condition : $0 < y_{ser} < d$

$$y_{ser} = y + Lc$$

$$y_1 \text{ ser} = 32,62 - 30,08 = 2,54$$

Condition vérifiée.

$$y_2 \text{ ser} = -58,23 - 30,08 = -88,31$$

Condition non vérifiée.

$$y_3 \text{ ser} = 25,90 - 30,08 = -4,18$$

Condition non vérifiée.

Calcul de l'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n [A_{st} (d - y_{ser})^2 + A_{sc} (y_{ser} - d')^2]$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$I = \frac{100 \times 2,54^3}{3} + 15 [2,01(8 - 2,54)^2 + 2,01(2,54 - 6)^2]$$

$$I = 1805,999 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

(BAEL91/Art A.4.5,2)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times 2,54 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6} = 0,78\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des contraintes dans l'acier : (BAEL91/Art A.4.5 ,33)

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times (0,08 - 2,54 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}.$$

$$\sigma_s = 25,30 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$= \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25.30 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

III.1.6) Vérifications de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIA , groupe d'usage2).}$$

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires,

Chapitre III: Calcul des éléments

$$C_p = 0.8.$$

W_p : Poids de l'acrotère, $W_p = 1.71$ KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q$$

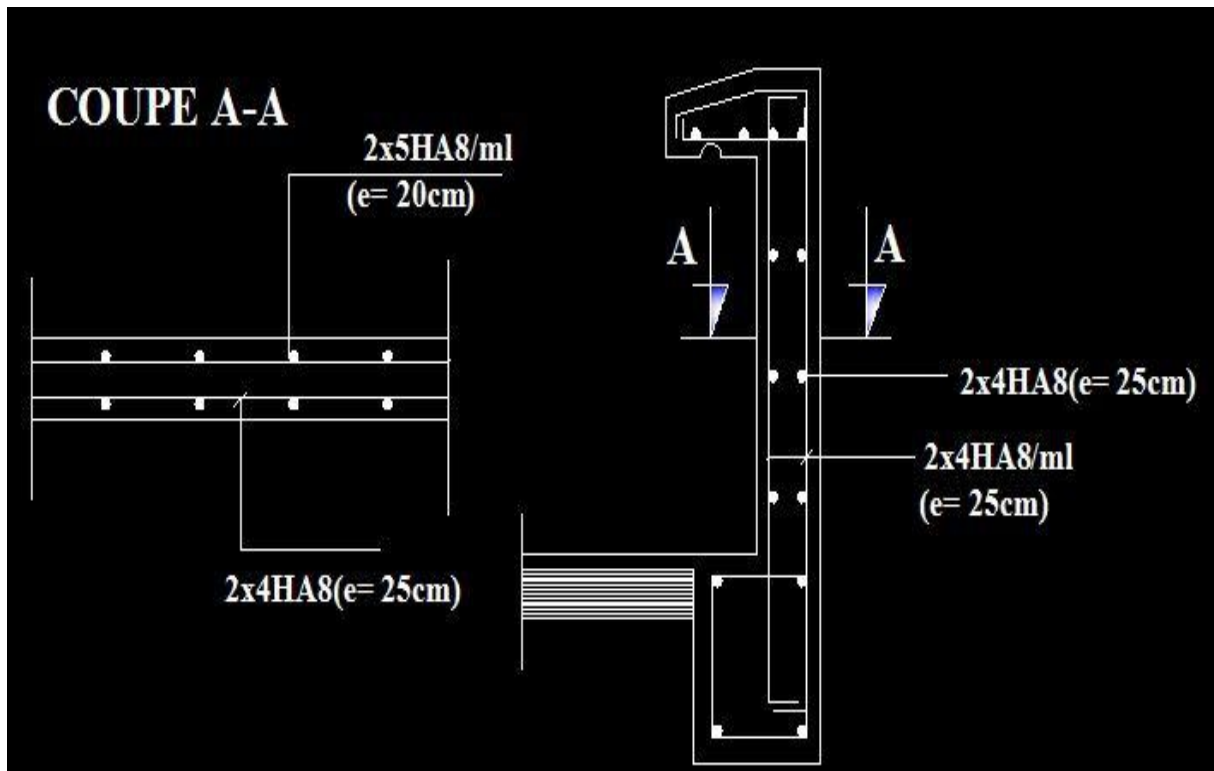
Condition vérifiée

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1$ KN/ml supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Plan de ferrailage de l'acrotaire.



III.2 Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

• Terminologie :

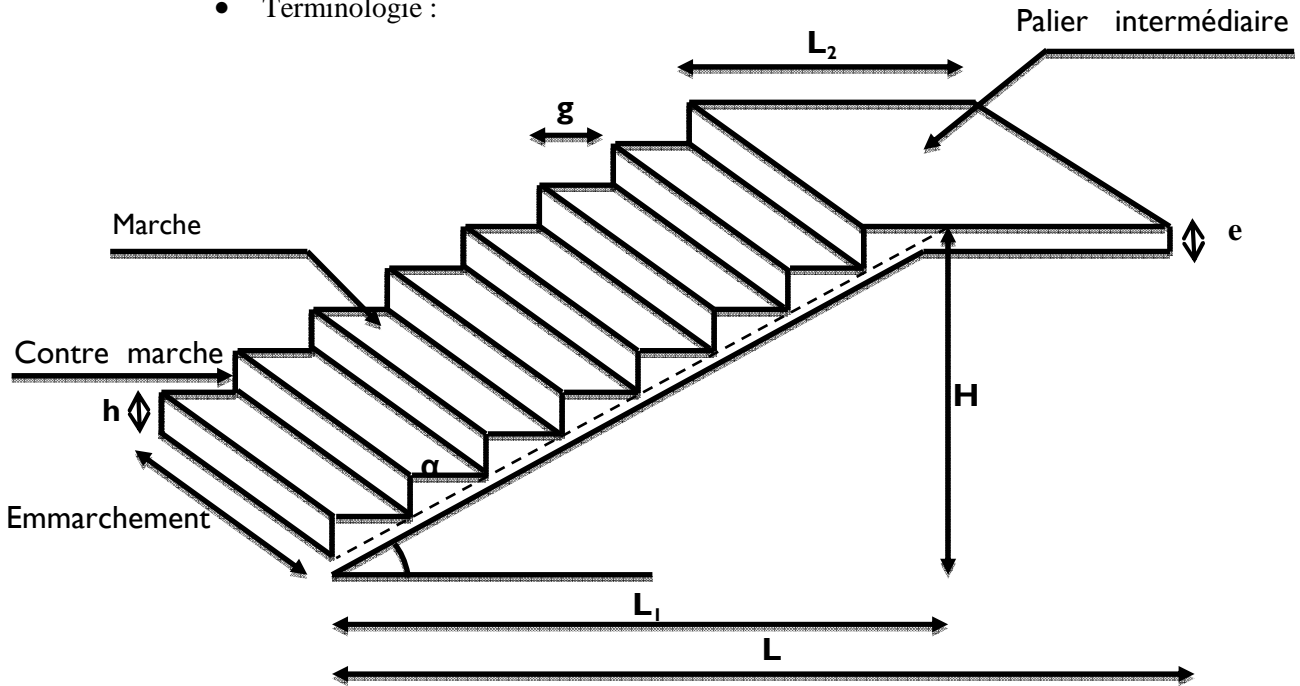


Fig.III.2.1 Schéma de l'escalier

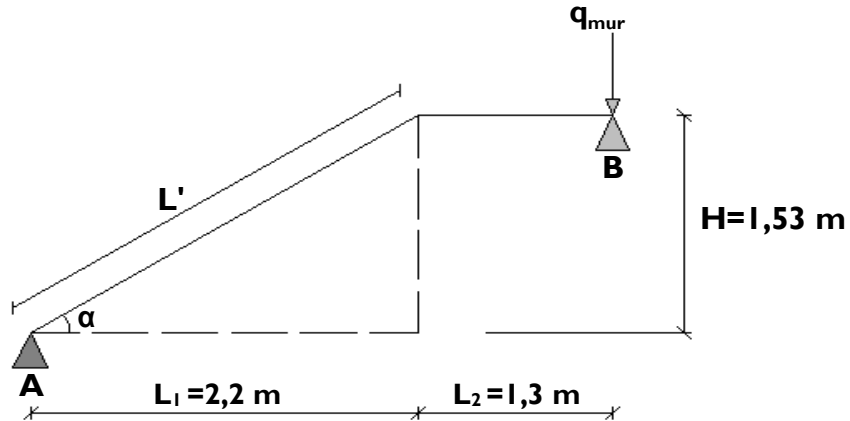
• Caractéristiques dimensionnelles :

- La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17cm.
- Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- Une volée : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- L'embranchement (E) : représente la largeur de la marche.

- La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65m de collet, si $E \geq 1m$.
- La paillasse : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

Escalier étages courants :

III.2.1 Présentation schématique :



Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4cm \leq h \leq 17cm \quad \text{et} \quad 28cm \leq g \leq 36cm$$

On prend la hauteur des marches $h=17cm$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

- Loi de BLONDEL :

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm.$$

Pour $h = 17cm$, on aura : $25cm \leq g \leq 30cm$

Donc on prend $g = 27.5cm$

- Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm.$$

$$59cm \leq 27.5 + (2 \times 17) \leq 64cm \rightarrow 59cm \leq 61.5 \leq 64cm. \text{ Condition vérifiée}$$

III.2.2 Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du pallier (e_p) est donné par la relation suivante :

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

Avec :

L : Longueur de la paillasse et du pallier.

$$L_1 = 8 \times 27.5 = 220 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{27.5} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{220}{\cos 31.72^\circ} = 258.63 \text{ cm.}$$

Longueur réelle de la paillasse : $L = L' + L_2 = 258.63 + 130 = 388.63 \text{ cm.}$

$$\text{D'où } \frac{388.63}{30} \leq e_p \leq \frac{388.63}{20} \Rightarrow 12.95 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.43 \text{ cm.}$$

On prend $e_p = 15 \text{ cm.}$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

A. Charges permanentes :

- Palier :

- Poids propre : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ kN/ml}$

- Poids du revêtement

(mortier + carrelage + lit de sable) :

$$(0,60 + 0,40 + 0,66) \times 1 = 1,66 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.41 \text{ kN/ml}$$

- poids du mur : $1,30 \times 1 = 1.3 \text{ kN/ml}$

- Volée :

- Poids de la paillasse :

$$G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 25 \times \frac{0,15}{\cos 31.72^\circ} \times 1 = 4.41 \text{ kN/ml}$$

- Poids des marches : $G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ kN/ml}$

- Revêtement carrelage : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ kN/ml}$

- Mortier de pose : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ kN/ml}$

- Lit de sable : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde-corps : $0,2 \times 1 = 0,20 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{total}} = 7.98 \text{ kN/ml}$$

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml}$$

C. Combinaison des charges et surcharges :

• Etat limite ultime : ELU :

- Palier : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 2,5 = 11,05 \text{ kN/ml}$
- Volée : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 7,98 + 1,5 \times 2,5 = 14,52 \text{ kN/ml}$
- Mur : $q_u = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ kN/ml}$

• Etat limite service : ELS

- Palier : $q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml}$;
- Volée : $q_s = G + Q = 7,98 + 2,5 = 10,48 \text{ kN/ml}$
- Mur : $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ kN/ml}$

III.2.4 Calcul des efforts internes à l'ELU :

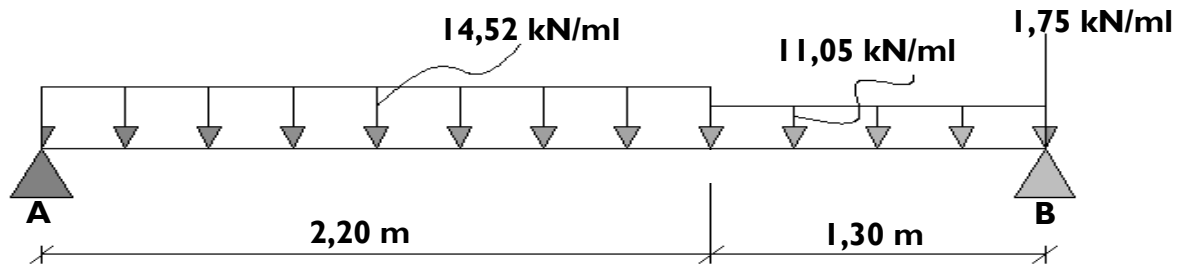


Fig.III.2.2 Schéma statique de calcul.

A. Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 2,20 \times 14,52 + 1,30 \times 11,05 + 1,75 = 48,06 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0.$$

$$\Rightarrow R_B(3,50) - 11,05 \times 1,30 \left(\frac{1,30}{2} + 2,20 \right) - 14,52 \times 2,20 \left(\frac{2,20}{2} \right) - 1,75(2,20 + 1,30) = 0$$

$$R_B = 24,44 \text{ kN}$$

$$R_A = 23,62 \text{ kN}$$

B. Efforts tranchants et moments fléchissant

• Efforts tranchants

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,20 \text{ m}$

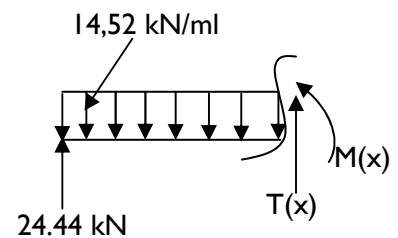
$$T(x) + 24,44 - 14,52x = 0$$

$$T(x) = 14,52x - 24,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \Rightarrow T(0) = -24,44 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 2,20 \Rightarrow T(2,20) = 7,504 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 14,52x - 24,44 = 0$$

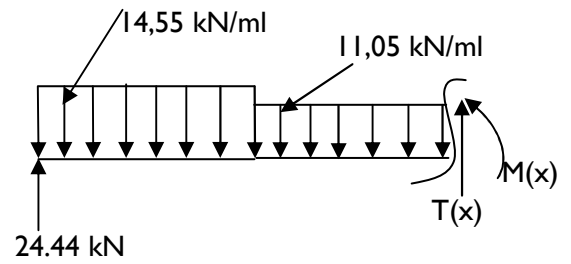
$$x = 1,683 \text{ m}$$



- 2^{ème} tronçon : $2,20 \text{ m} \leq x \leq 3,50 \text{ m}$

$$T(x) + 24,44 - 14,52(2,20) - 11,05(x - 2,20) = 0$$

$$T(x) = 14,52(2,20) + 11,05(x - 2,20) - 24,44$$
 - ↳ Pour $x = 2,20 \Rightarrow T(2,20) = 7,504 \text{ kN}$
 - ↳ Pour $x = 3,50 \Rightarrow T(3,5) = 21,87 \text{ kN}$



• Le moment fléchissant :

- Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,20\text{m}$:

$$M(x) - 24,44x + 14,52x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 24,44x - 14,52 \frac{x^2}{2}$$

- ↳ Pour $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$
- ↳ Pour $x = 2,20 \text{ m} \Rightarrow M(2,20) = 18,63 \text{ kN.m}$

Le moment max : $x = 1,683 \text{ m} \quad M(1,683) = 20,56 \text{ KN.m}$

- Le 2^{ème} tronçon : $2,20 \text{ m} \leq x \leq 4,50\text{m}$:

$$M(x) - 24,44x + 14,52(2,20) \left(x - \frac{2,20}{2} \right) + \frac{11,05}{2} (x - 2,20)^2 = 0$$

$$M(x) = 24,44x - 14,52(2,20) \left(x - \frac{2,20}{2} \right) - \frac{11,05}{2} (x - 2,20)^2$$

- ↳ Pour $x = 2,20 \text{ m} \Rightarrow M(2,20) = 18,63 \text{ KN.m}$
- ↳ Pour $x = 3,50 \text{ m} \Rightarrow M(3,50) = 0 \text{ kN.m}$

▪ Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment.

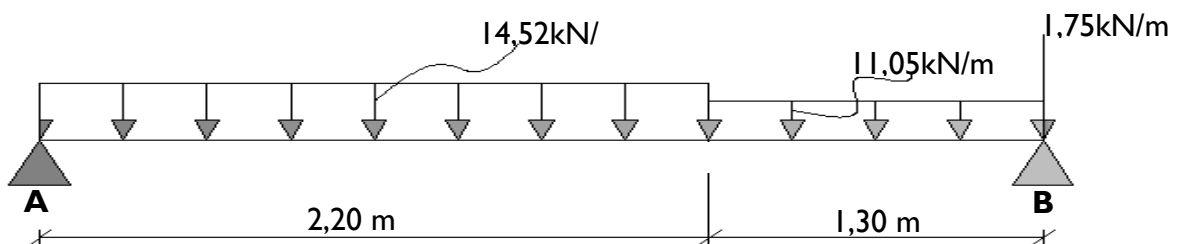
M_u^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement

En appui (A): $M_{ua} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(20,56) = -6,168 \text{ kN.m}$

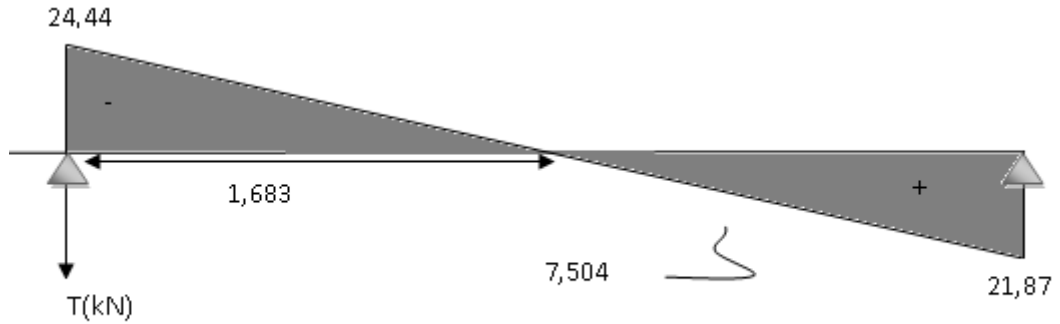
En travées : $M_{ut} = 0,85M_u^{\max} = 0,85(20,56) = 17,476 \text{ kN.m}$

En appui (B) $M_{ub} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(20,56) = -6,168 \text{ kN.m}$.

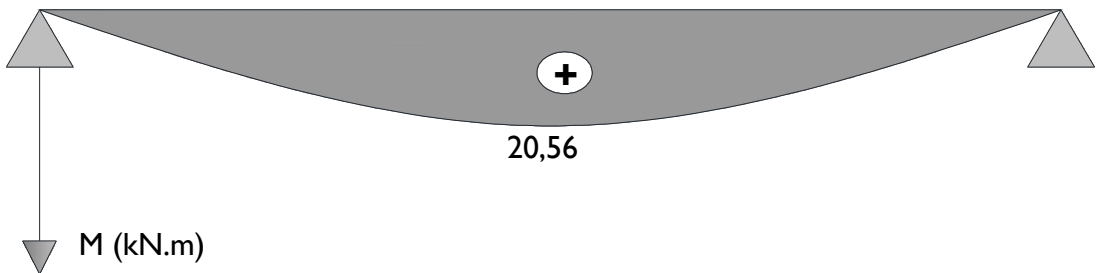
III.2.5 Diagramme des efforts internes à l'ELU :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

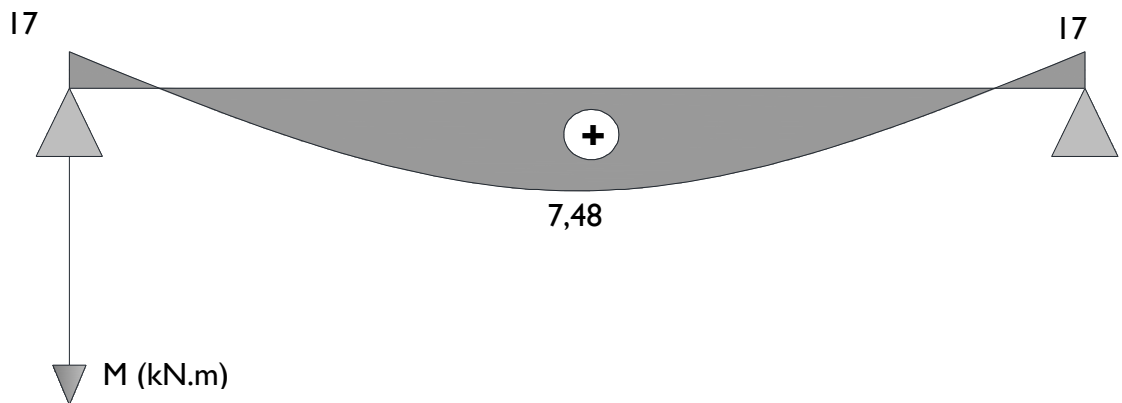


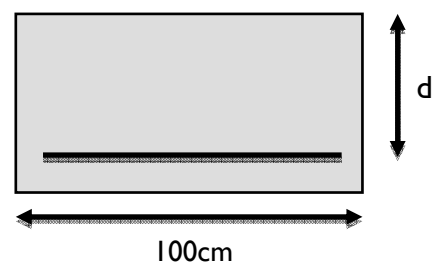
Fig.III.2.3 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.2.6 Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

A. Armatures longitudinales :

- En appui :
 $M_{uapp} = 6.17 \text{ kN.m}$



$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{6.17 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}).$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0,026 \quad \beta = 0,987$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.17 \times 10^5}{0,987 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.382 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- En travée :

$$M_{ut} = 17.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.48 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,0728$$

$$\mu_b = 0,0728 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA}).$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{st} = 0$).

$$\mu_b = 0,0728 \quad \beta = 0,963$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.48 \times 10^5}{0,963 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.01 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4 \text{ HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Donc on met 5HA12 avec un espacement de 24 cm pour une travée de 1,25m.

B. Armatures de répartition :

- Aux appuis : $\frac{A_a}{4} \leq A_r$

$A_{min} = 0,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml ; Avec un espacement $S_t = 25$ cm.

- En travée : $\frac{A_t}{4} \leq A_r \quad A_{min} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml ; Avec un espacement $S_t = 25$ cm.

III.2.7 Vérifications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min}$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

Condition vérifiée.

B. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.2,2/BAEL 91modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : effort tranchant maximal ; $T_u = 24,44 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{24,44 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \frac{\sqrt{f_{ij}}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'armaturées transversales.

C. Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$T_{\max} = 24,44 \text{ kN}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 24,44 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 130} = 4,17 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(24,44 + \frac{6,17}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = 2,218 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,218 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\sum u} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum u} = \frac{24,44 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 12 \times 3,14 \times 4} = 1,39 MPa$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

F. Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 cm$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91 modifiées 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 cm ; L_a = 18 cm.$$

G. Espacement des barres :

- Armatures principales :

Aux appuis : $e = 24 cm$

En travées : $e = 24 cm$

$$e \leq \min(3h, 33 cm) = 33 cm$$

Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

Aux appuis : $e = 25 cm$

En travées : $e = 25 cm$

$$e \leq \min(4h, 45 cm) = 45 cm$$

Condition vérifiée

III.2.8 Calcul des efforts internes à L'ELS :

- Combinaison de charges à l'ELS :
 - Palier : $q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml}$
 - Volée : $q_s = G + Q = 7,98 + 2,5 = 10,48 \text{ kN/ml}$
 - Mur : $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ kN/ml}$

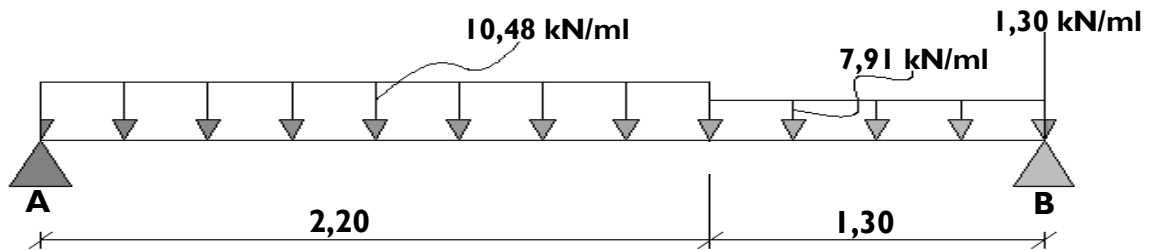
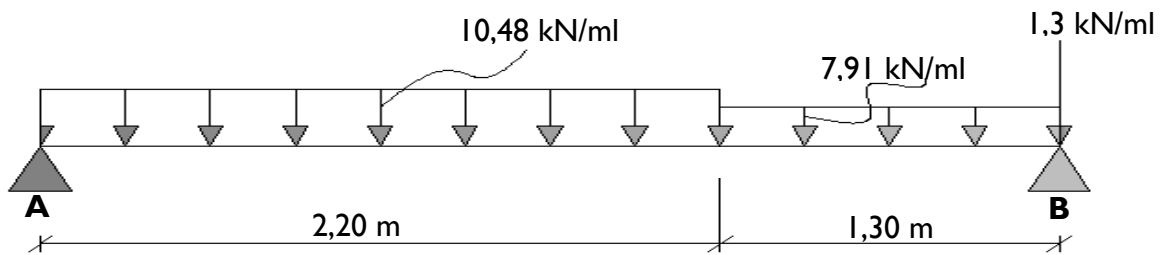


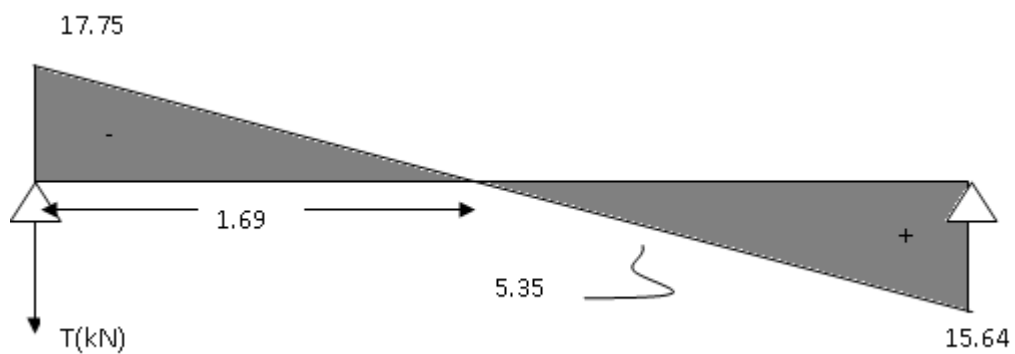
Fig.III.2.4 Schéma statique de calcul.

En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS ;
On aura :

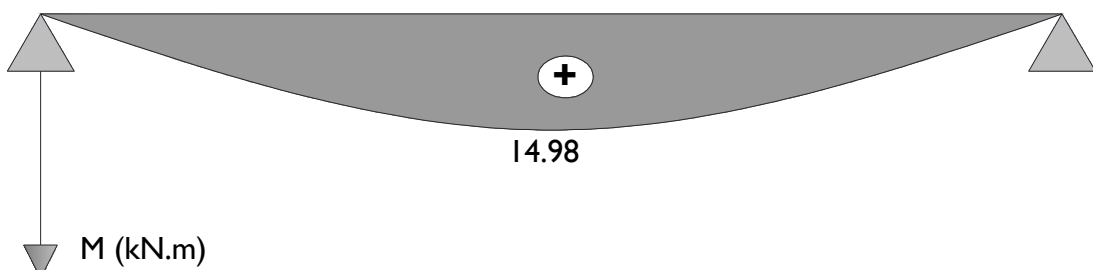
III.2.9 Diagramme des efforts internes à l'ELS :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

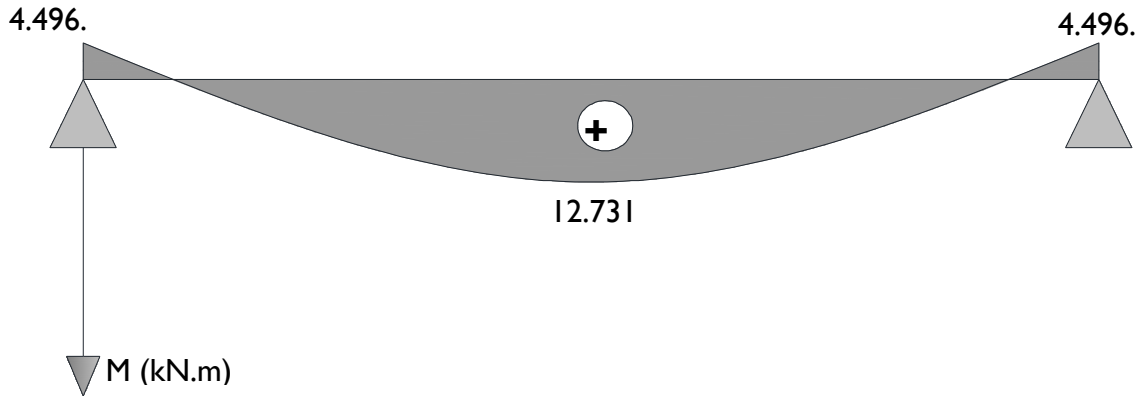


Fig.III.23. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.2.10 Vérifications à l'ELS :

A. Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifiées 99).

La contrainte de compression est limitée à :

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

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

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \longrightarrow K = 0,020 \text{ et } \beta_1 = 0,9216$$

$$\text{Tel que : } K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) \quad ; \quad K = 1/K_1$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4,49 \times 10^3}{0,9216 \times 13 \times 3,14} = 119,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,020 \times 119,35 = 2,39 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

- En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0,348 \longrightarrow K = 0,0254 \text{ et } \beta_1 = 0,9087$$

Tel que : $K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$; $K = 1/K_1$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_s} = \frac{12.73 \times 10^3}{0,9087 \times 13 \times 4.52} = 238,41 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,0254 \times 238,41 = 6,30 \text{MPa}$$

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

Condition vérifiée.

B. Vérification de la flèche dans la paillasse

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3,50 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 12.73 KN.m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \boxed{\times} \text{ La condition n'est pas vérifiée}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 \text{ cm}$$

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

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$;

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

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

V_1 : position de l'axe neutre ; $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

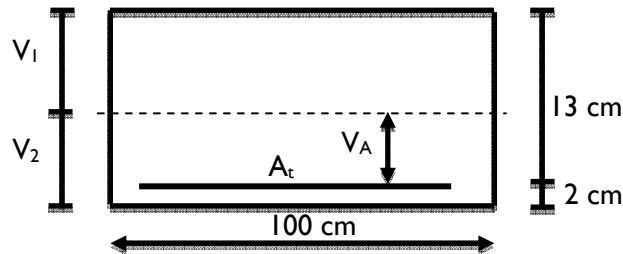


Fig.III.24. Schéma de calcul des escaliers.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

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

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 4,52 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13}{1567,8} = 7,74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,52(7,24 - 2)^2 = 30073,03 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,00347 \longrightarrow \rho\% = 0,347$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{12,73 \times 10^6}{0,911 \times 130 \times 452} = 237,81 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,347} = 0,024$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,989$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 30073,03}{1 + 0,024 \times 0,989} = 26734,6 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{12,73 \times 10^5 (350)^2}{10 \times 10818,86 \times 26734,6 \times 10^2} = 0,54 \text{ cm}$$

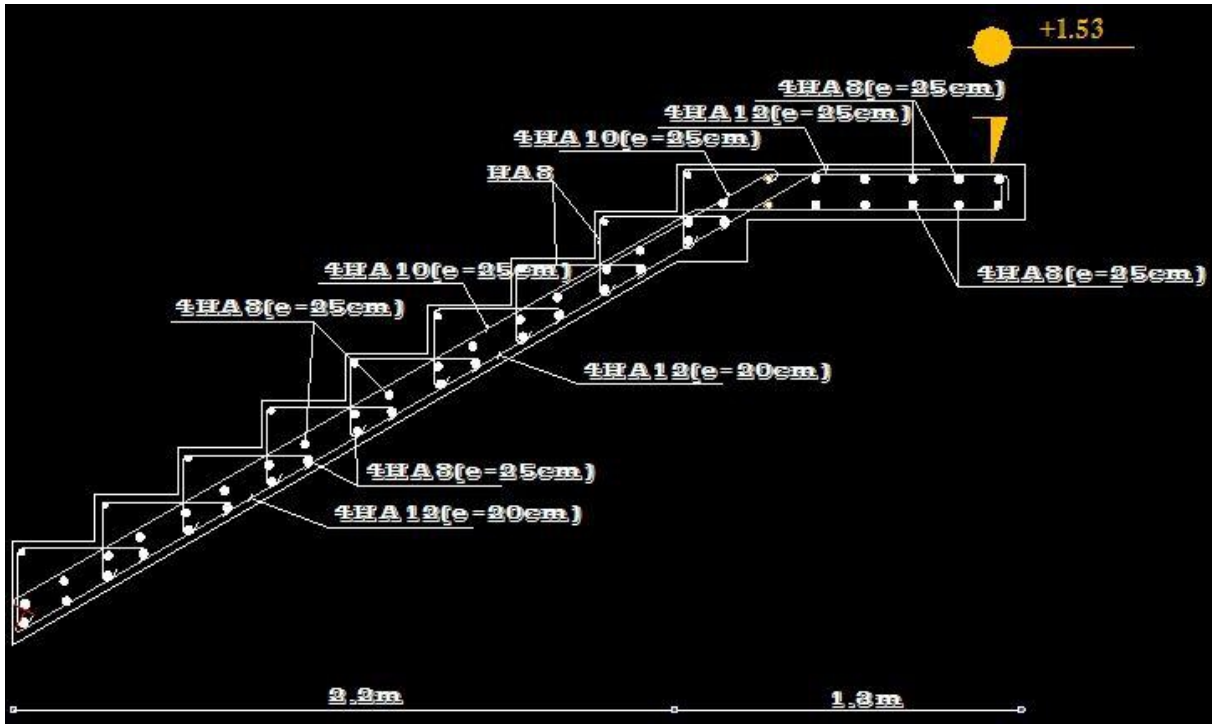
$$f = 5,4 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Plan de ferrailage des escaliers



III.3 La poutre palière :

La poutre palière est considérée encadrée à ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

III.3.1 Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 505\text{cm} \longrightarrow \frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \text{ donc: } 30.67\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm}$$

Selon le RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 40\text{cm}$.

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7h_t$

D'où : $14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$.

Selon le RPA

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

On prend $b = 30\text{cm}$.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$.

C. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

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

III.3.2 Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3.0\text{ kN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 21,87\text{ kN/ml}$

ELS $T_s = 15,64\text{ kN/m}$

• Combinaison de charges :

- ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 3) + 21,87 = 25.92\text{ kN}$
 $q_u = 25.92\text{ kN/ml}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 3 + 15,64 = 18,64\text{ kN}$
 $q_s = 18,64\text{ kN/ml}$

III.3.3 Calcul des efforts internes à L'ELU :

- Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{25,92 \times (4,60)^2}{8} = 68,56 \text{ kN.m}$$

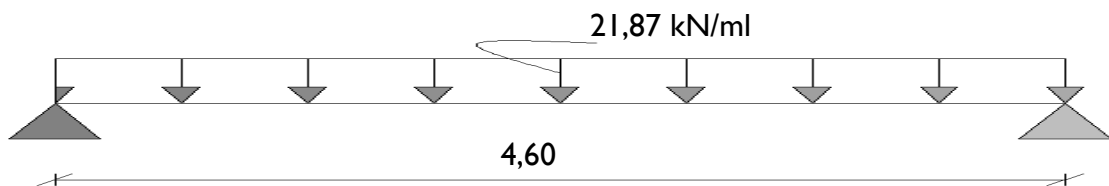
- Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25,92 \times 4,60}{2} = 59,62 \text{ kN}$$

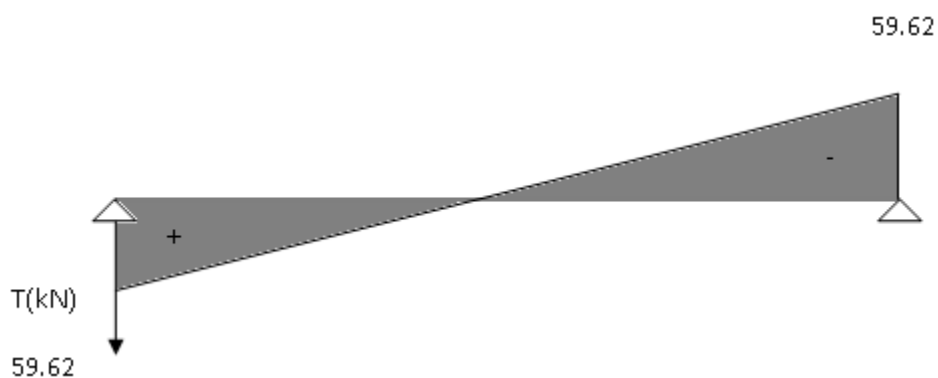
En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

- Sur appuis : $M_u = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 68,56 = -20,57 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 68,56 = 58,28 \text{ kN.m}$

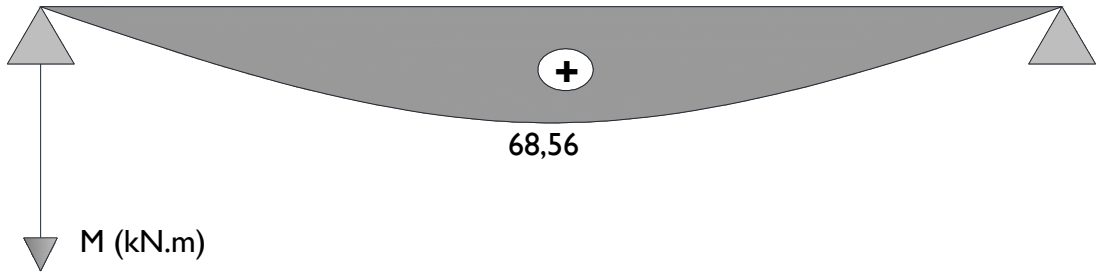
III.3.4 Diagramme des sollicitations :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

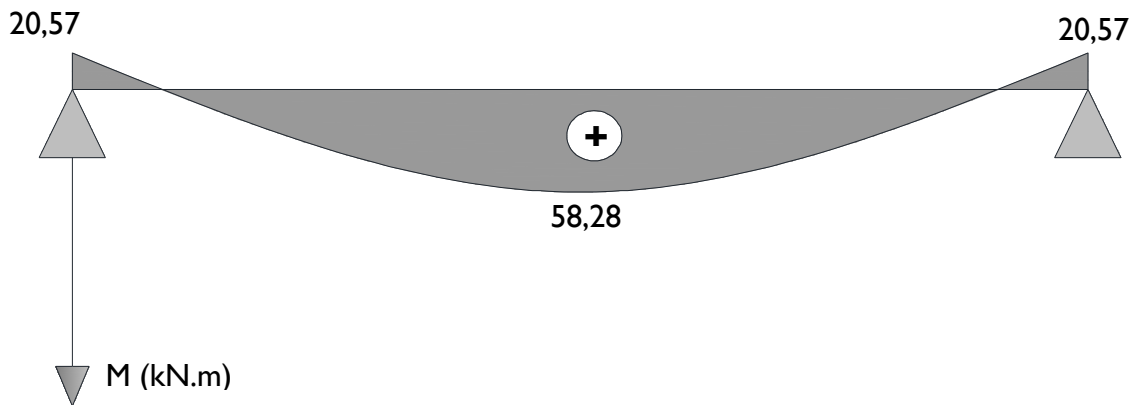


Fig.III.3.1 Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.5 Ferrailage à L'ELU :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58,28 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,0947 \quad \mu_1 = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,0947 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,951$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{58,28 \times 10^3}{0,951 \times 38 \times 348} = 4,634 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3 HA12+2HA10 = 4,96 cm²

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,57 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,0334 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,0334 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,983$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,57 \times 10^3}{0,983 \times 38 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2.$$

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

- Le RPA99 (Art 7.5.2.1 du RPA99/version2003) exige que :
- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,96 + 2,35 = 7,31 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \text{ hb}}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6,00 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$7,31 \text{ cm}^2 < \frac{4 \text{ hb}}{100} = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

- En appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- En travée : $A_t = 4,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

B. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{\max} = 59,62 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{59,62 \times 10}{30 \times 38} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :

(Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

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

$$\tau_{se} = \frac{59,62 \times 10}{0,9 \times 38 \times 3,14 \times 3 \times 1} = 1,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,85 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

D. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

(Art. 5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

- Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9xd}}{f_e / 1,15} = \frac{59,62 \times 10^3 - \frac{20,57 \times 10^6}{0,9 \times 380}}{348} = -1,51 \text{ mm}^2 = -0,0151 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \geq A_u = -0,0151 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Influence sur le béton

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

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 30 \times 38 \times \frac{25}{1,5} = 684 \text{ kN} \geq 59,62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

E. Ancrage des barres aux appuis (Art. A.6.1, 221 ; BAEL 91 modifiées 99)

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite $L_s = 40 \phi$ pour FeE 400.

$$L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_C = 0,4 L_s = 16 \text{ cm.}$$

F. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 11,4; 30 \} = 11,4 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

Donc nous adoptons : 4HA8 = 2,01 cm². Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

G. Calcul des espacements des barres transversales :

(Art. A.5.1.232 / BAEL91)

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

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} ; \quad \text{NB : } \tau_u \leq 0,14 f_{cj}^{1/2}$$

Le béton parvient à lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1, 22 / BAEL91).

$$S_{\text{tmax}} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_{\text{tmax}} \leq \min \{34,2 ; 40 \text{ cm}\} = 34,2\text{cm}.$$

- Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :
- En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 30} = 22,33\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = \min \{ 10 \text{ cm}; 9,6 \text{ cm} \} = 9,6 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 8 \text{ cm}$$

- En zone courante (travée) :

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

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

III.3.7 Calcul à l'ELS :

Les mêmes étapes de calcul qu'à ELU, donc on aura :

A. Calcul du moment et d'effort :

$$q_s = 18,64 \text{ kN/ml}$$

- Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{18,64 \times 4,6^2}{8} = 49,30 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

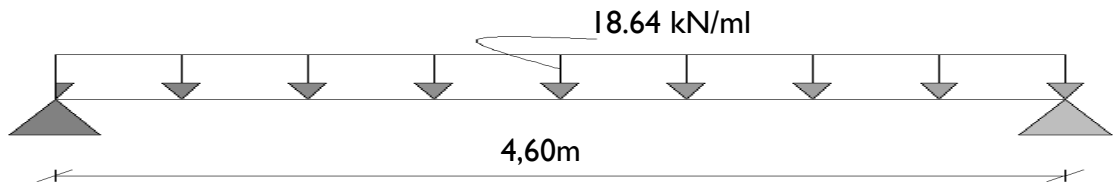
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{18,64 \times 4,6}{2} = 42,87 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

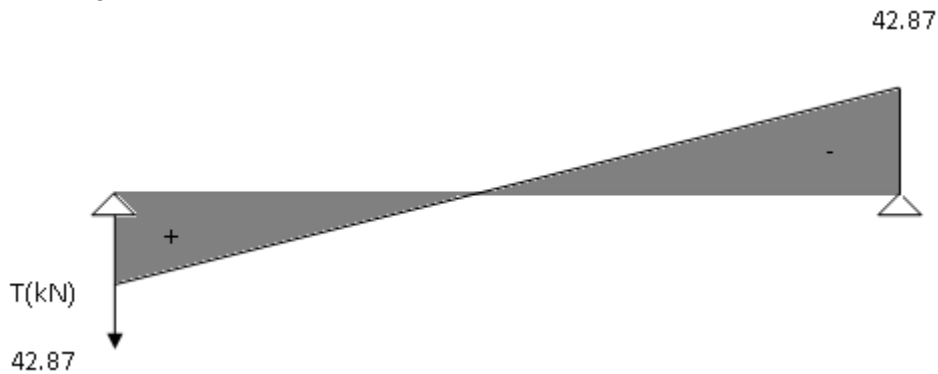
$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 49,30 = -14,79 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 49,30 = 41,91 \text{ kN.m}$$

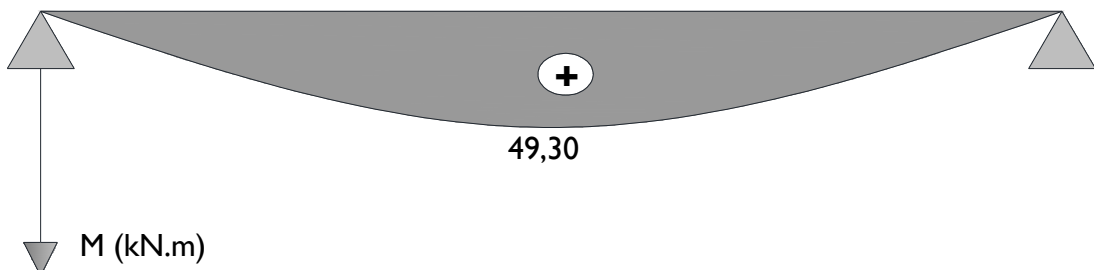
3.1. Diagramme des sollicitations :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

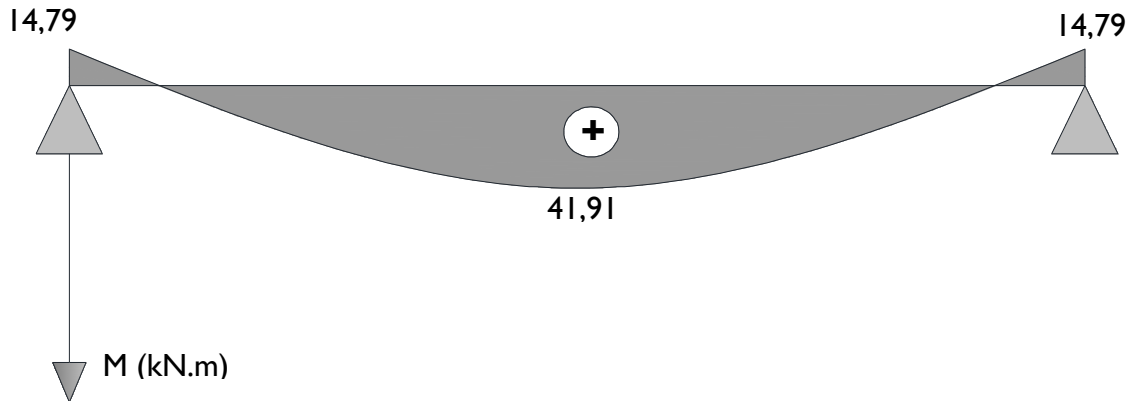


Fig.III.3.2 Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.3.8 Vérification à l'ELS

A. Vérification de la flèche

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,087 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,087 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{41,91}{10 \times 49,3} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{4,96}{30 \times 38} = 0,0044 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

C. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\text{Mpa}$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$, $M_a = - 14,79 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 38} = 0,206$$

$$\rho = 0,206 \rightarrow \beta = 0,927 \rightarrow \alpha = 0,219 \rightarrow k = 0,0187$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \beta d} = \frac{14,79 \times 10^3}{2,35 \times 0,927 \times 38} = 178,66 \text{ Mpa},$$

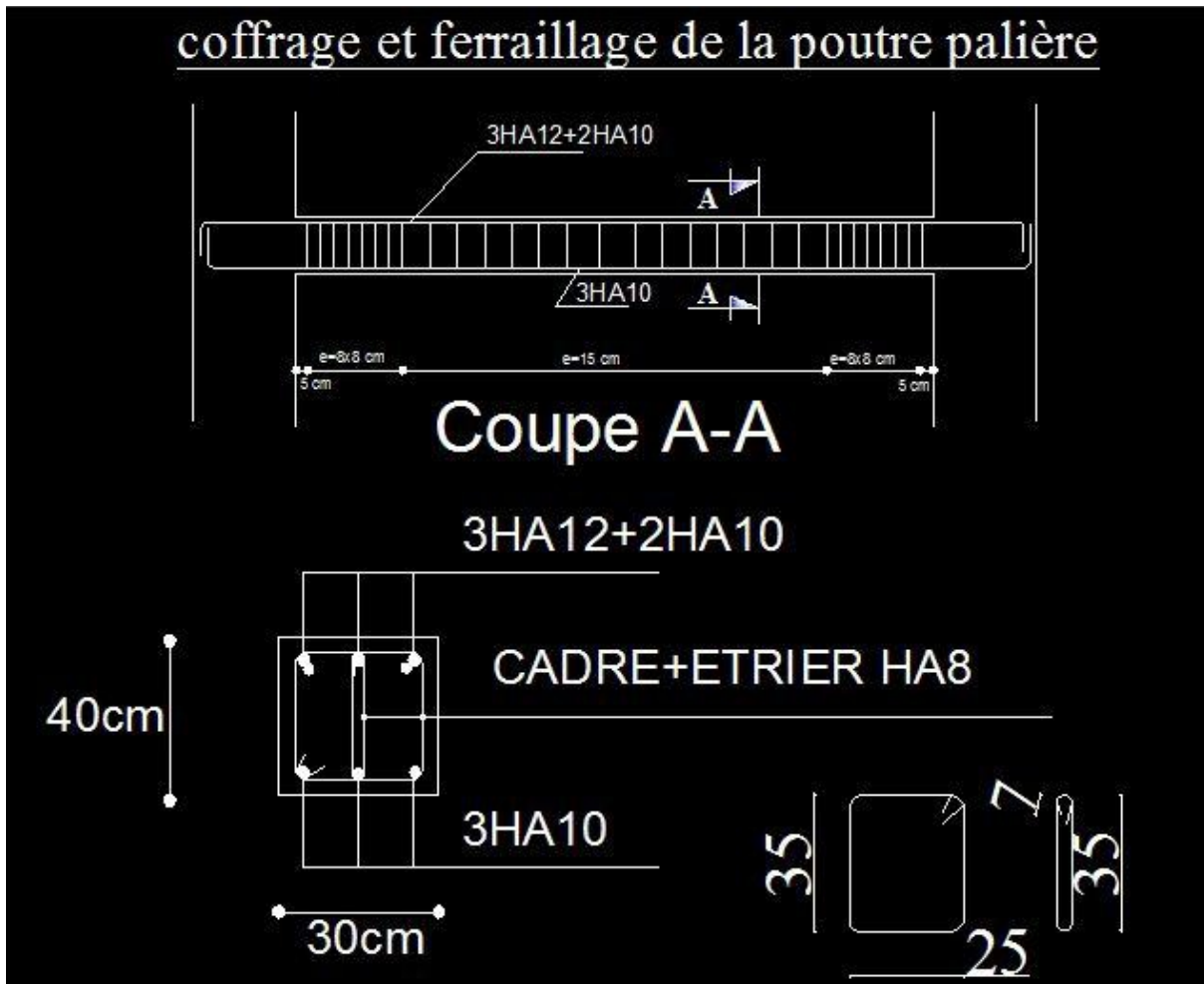
$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,0187 \times 178,66 = 3,34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,34 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Plan de coffrage de la poutre palière



Introduction :

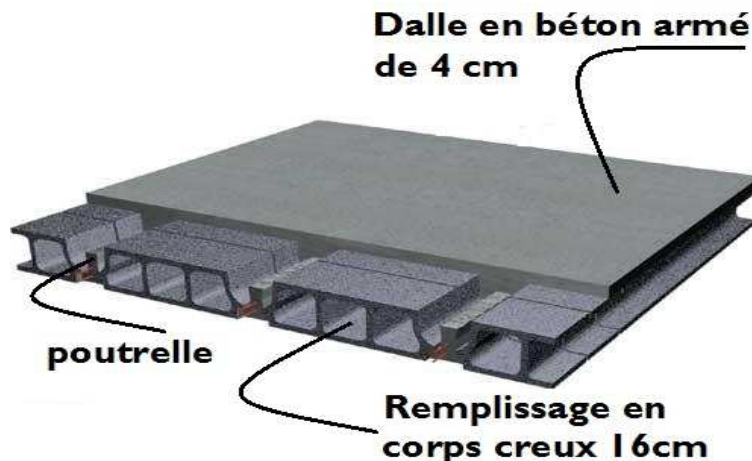
Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au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

III.4 Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.



III.4.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles). Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

A. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

l : Distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63\text{cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20$ cm

B. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4T5 = 0.49\text{cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(4 \times 5 \times 200 \times 200)$ mm².

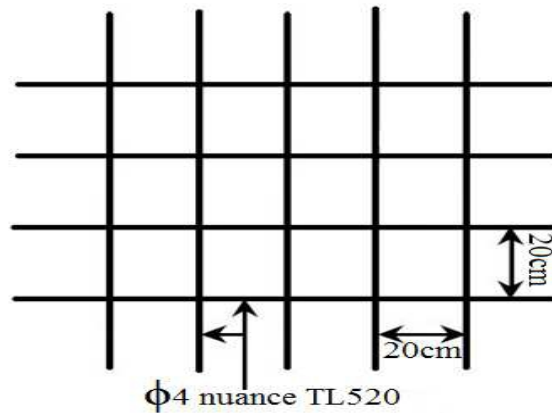


Figure III.4.1 : Treillis soudés (200×200)

III.4.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle :
 $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
 - Poids du corps creux :
 $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
 - Poids totale :
 $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
 - Surcharge de l'ouvrier :
 $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Calcul à l'ELU :
 Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.
 - Combinaison de charges :
 $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN /ml}$.

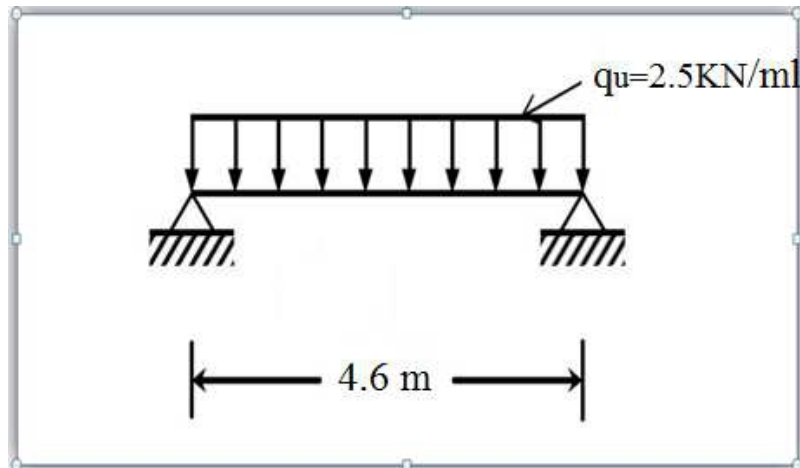


Figure III.4.2 : Schéma de calcul de la poutrelle

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4.6)^2}{8} = 6.6125 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 2.5 \times \frac{4.6}{2} = 5.75 \text{ KN}$$

- Ferrailage :

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{6.61 \times 10^3}{(12) \cdot (2)^2 \cdot 14.17} = 9.71$$

$$\mu_u = 9.71 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{ la section est doublement armée}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 20 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

B. Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN / ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN / ml}$.

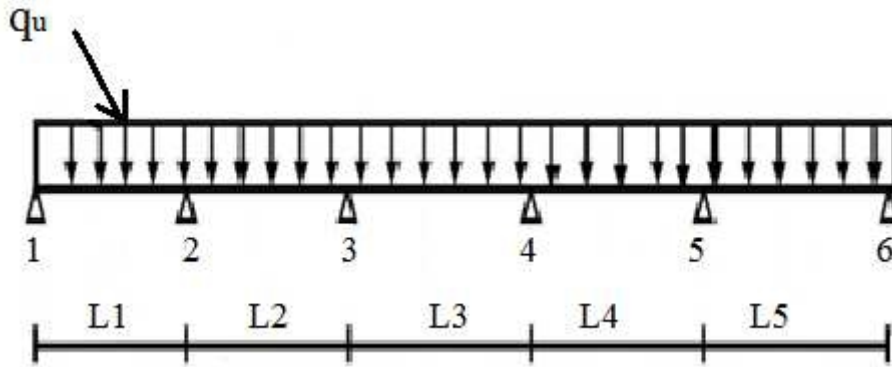


Figure III.4.3: Schéma de chargement de la poutrelle continue

- Dimensionnement de la poutrelle :

h: hauteur de la poutrelle (16+4)

h₀: hauteur de la dalle de compression (h₀= 4 cm)

b₀: largeur de la nervure (b₀= 12 cm)

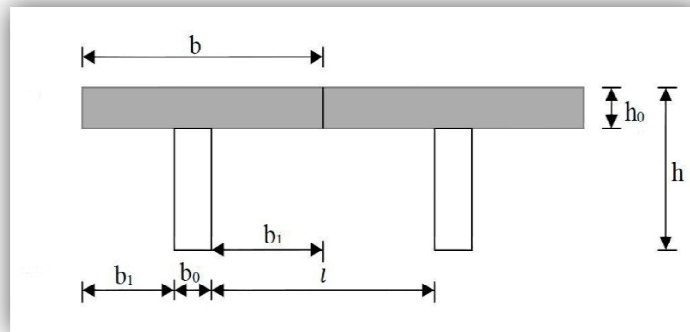


Figure III.4.4 : Dimensions de la poutrelle

4-2-1 Plancher à usage d'habitation :

- Charge :
- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.
- Combinaison d'actions :
- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.341 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4.589 \text{ KN/ml}$

- **Choix de la méthode de calcul :**

i. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

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

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} < \max \{2G = 11.12 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

⇒ Condition vérifiée.

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées

⇒ Condition vérifiée

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable

⇒ Condition vérifiée

4. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{3.85}{2.7} = 1.42 \boxed{\times}; \quad \frac{2.7}{4.6} = 0.58 \boxed{\checkmark}; \quad \frac{4.6}{2.4} = 1.92 \boxed{\times}; \quad \frac{2.4}{4.55} = 0.52 \boxed{\checkmark}; \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

ii. Exposition de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

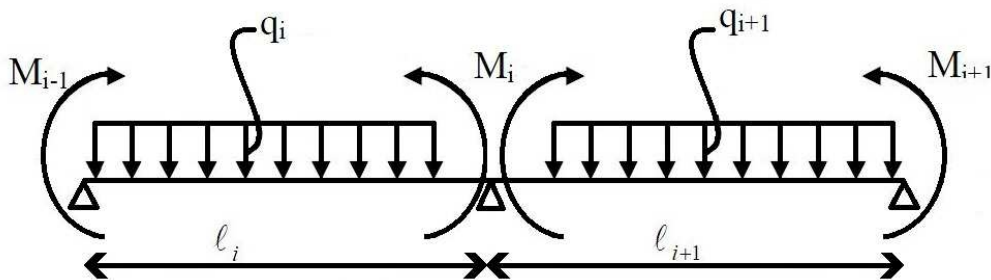
On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1}

Chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

- Pour l'appui

$$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$



- Pour la travée:

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1}(x) \left[1 - \frac{x}{L_i} \right] + M_i \frac{x}{L_i}$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

Calcul à l'ELU :

On fera trois calculs distincts :

- Pour les des poutrelles à deux travées de longueur différente
- Pour les poutrelles à Cinq travées

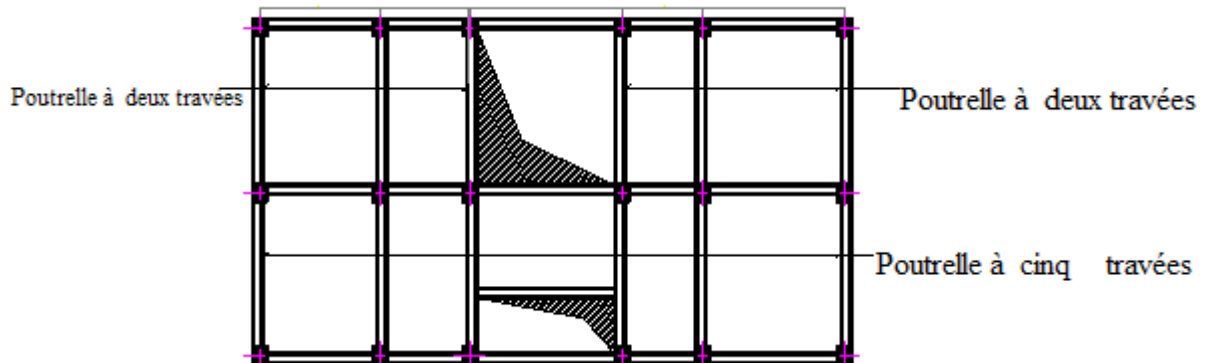


Fig. III.4.5 Plan des poutrelles à étudier.

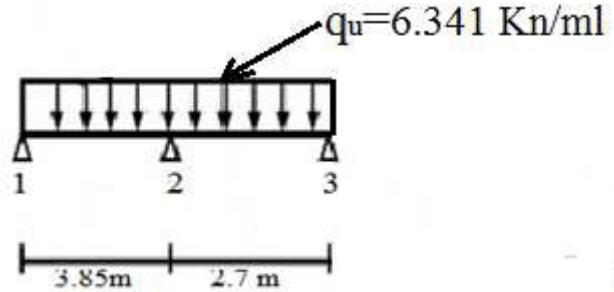
❖ Poutrelle (1) à deux travées

1. Calcul des moments aux appuis:

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

- Pour:
- $i= 1 :$ $7,7M_1+ 3,85 M_2= -90,46.....(1)$
 - $i= 2 :$ $3,85M_1+13,1 M_2+ 2,70M_3= -121,66.....(2)$
 - $i= 3 :$ $2,70M_2+5,4 M_3= -31,20.....(3)$

$M_1= - 8.652 \text{ KN.ml}$
 $M_2= - 6.191 \text{ KN.ml}$
 $M_3= - 2.682 \text{ KN.ml}$



2. Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x^2}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	qu(KN/ml)	M _i (KN/ml)	M _{i+1} (KN/ml)	X(m)	M _{max} (KN/ml)
(1)	3,85	6,341	-8,652	-6,191	2,0258076	4,3594032
(2)	2,7	6,341	-6,191	-2,682	1,5549566	1,4749201

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments en appuis

- Moments corrigées

N° travée	M _i (KN/ml)	M _{i+1} (KN/ml)	M _{max} (KN/ml)
(1)	-5,768	-4,127333	5,8125376
(2)	-4,12733	-1,788	1,9665601

A. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN/ml)	M _{i+1} (KN/ml)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1-2)	3,85	6,341	-5,768	-4,127333	12,6325722	-11,7802778
(2-3)	2,7	6,341	-4,12733	-1,788	9,42676975	-7,69393025

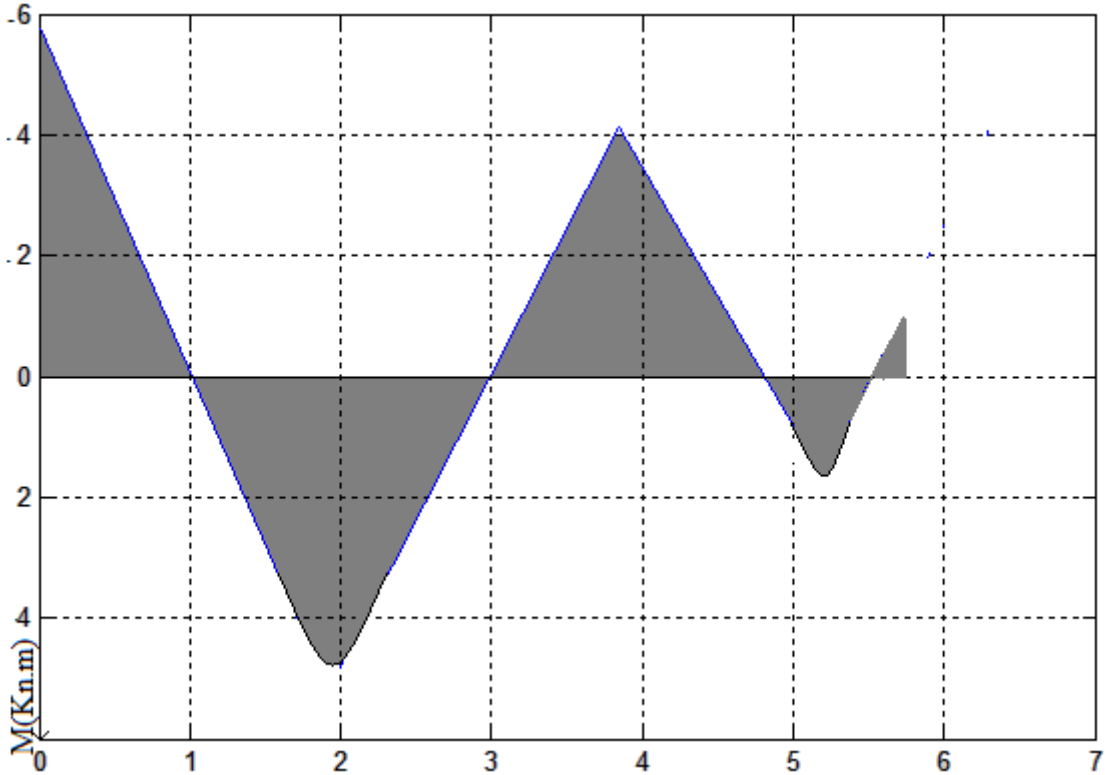


Figure III.4.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

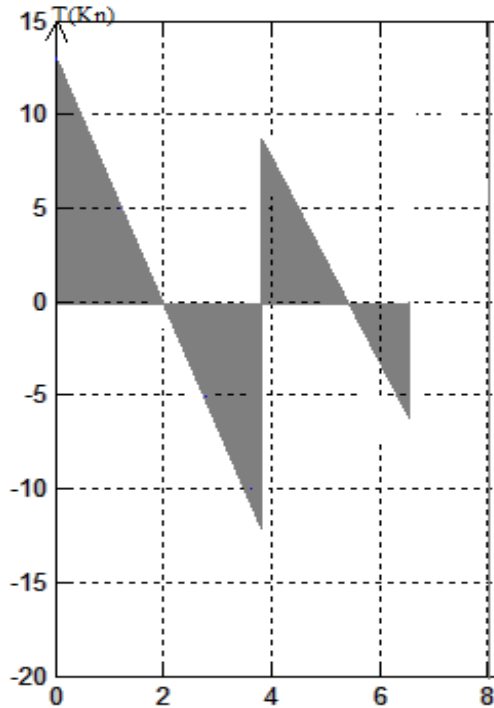


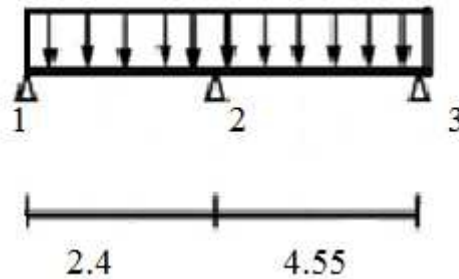
Figure III.4.7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

❖ Poutrelle (2) à deux travées

- $i = 1$: $4.8 M_1 + 2.4 M_2 = -21.91$(1)
- $i = 2$: $2.4 M_1 + 13.9 M_2 + 4.55 M_3 = -171.21$(2)
- $i = 3$: $4.55 M_2 + 9.1 M_3 = -149.3$(3)

$q_u = 6.341 \text{ Kn/ml}$

$M_1 = -0.458 \text{ KN.ml}$
 $M_2 = -8.2115 \text{ KN.ml}$
 $M_3 = -12.3008 \text{ KN.ml}$



2. Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	q_u (KN/ml)	M_i (KN/ml)	M_{i+1} (KN/ml)	X(m)	M_{\max} (KN/ml)
(1)	2,4	6,341	-0.458	-8.2115	0.690	1.053
(2)	4,55	6,341	-8.2115	-12.3008	2.133	6.216

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments en appuis

- Moments corrigées

N° travée	M _i (KN/ml)	M _{i+1} (KN/ml)	M _{max} (KN/ml)
(1)	-0.305	-5.474	1.404
(2)	-5.474	-8.200	8.289

A. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

travée	L(m)	q _u (KN/ml)	M _i (KN/ml)	M _{i+1} (KN/ml)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1-2)	2,4	6,341	-0.305	-5.474	5.455	-9.762
(2-3)	4,55	6,341	-5.474	-8.200	13.82	-15.02

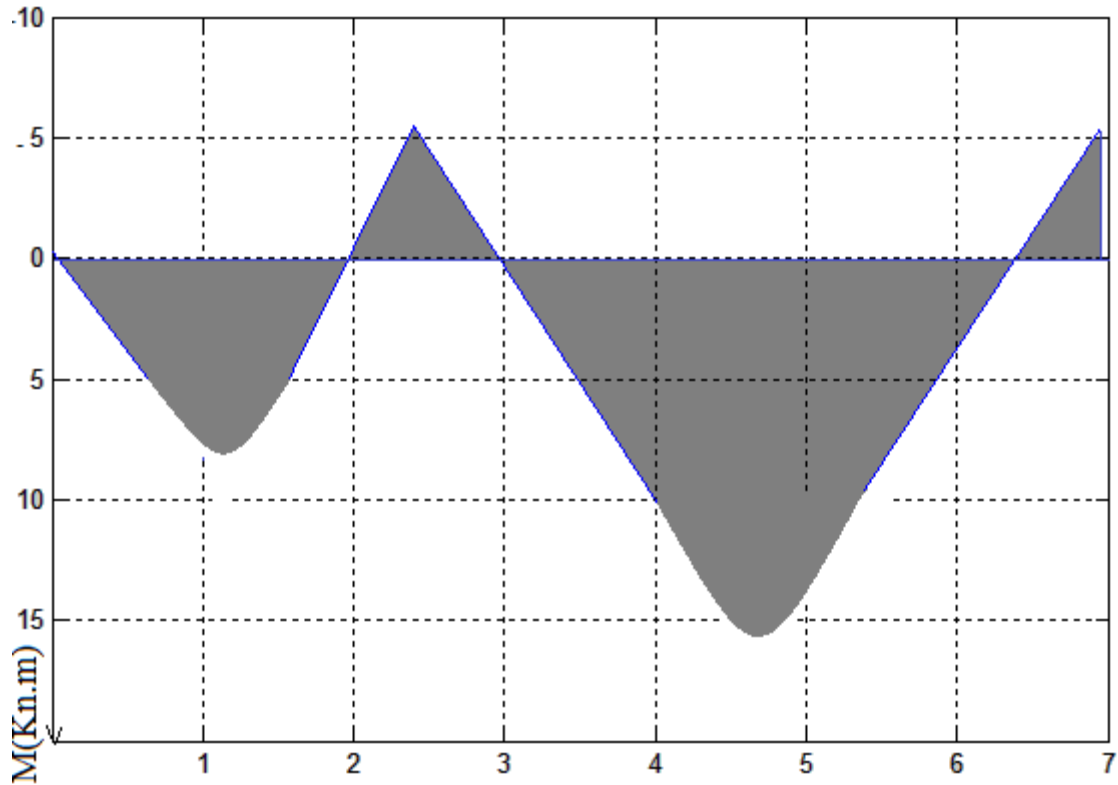


Figure III.4.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

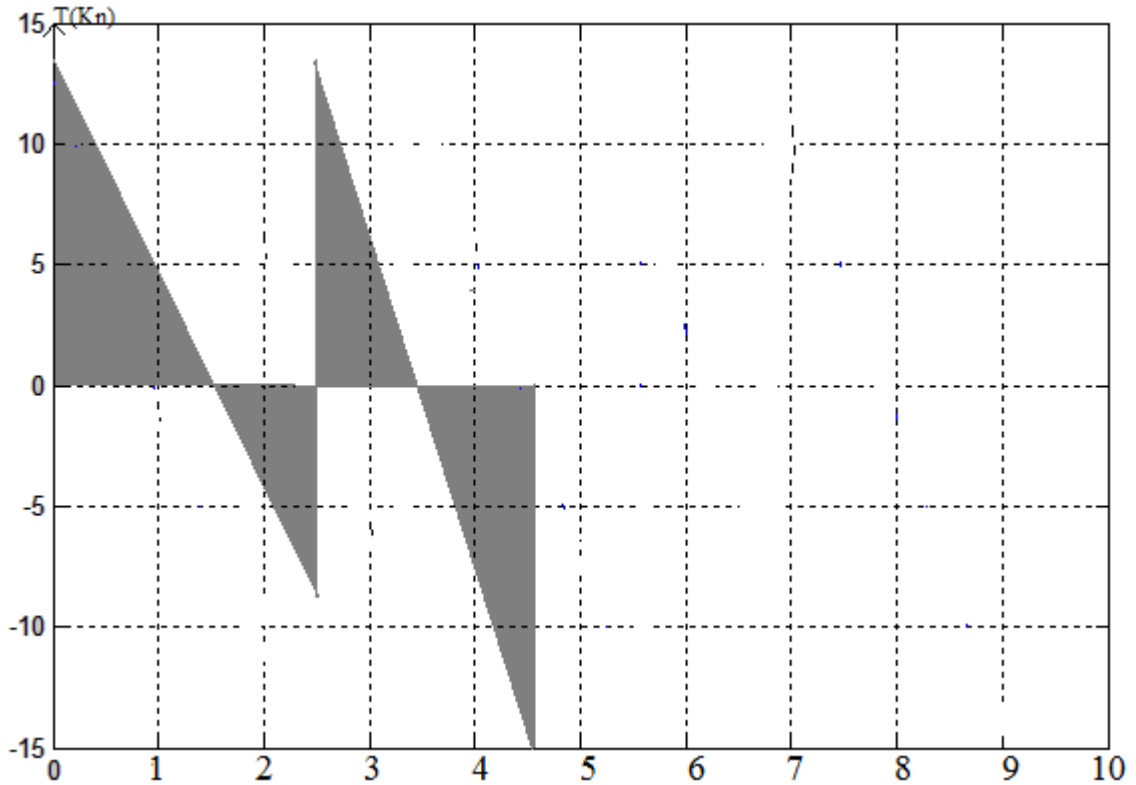


Figure III.4.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

❖ Poutrelle (3) à Cinq travées

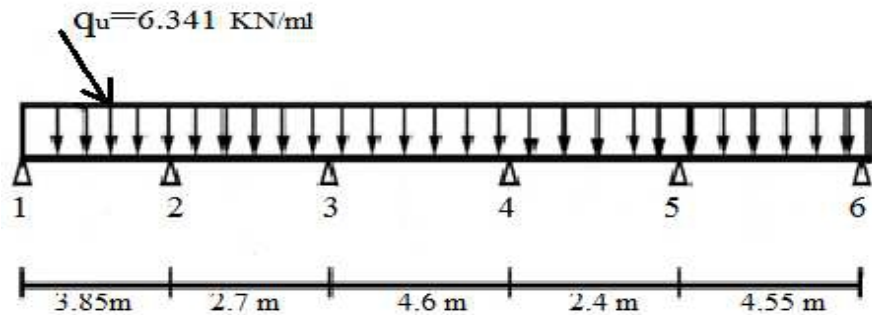
1. Calcul des moments aux appuis:

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

Pour:

- i= 1 : $7,7M_1 + 3,85 M_2 = -90,46$(1)
- i= 2 : $3,85M_1 + 13,1 M_2 + 2,70M_3 = -121,66$(2)
- i= 3 : $2,70M_2 + 14,60 M_3 + 4,60M_4 = -185,50$(3)
- i= 4 : $4,60M_3 + 14 M_4 + 2,40M_5 = -176,21$(4)
- i= 5 : $2,40M_4 + 13.9 M_5 + 4,55M_6 = -171,23$(5)
- i= 6 : $4,55M_5 + 9,10 M_6 = -149,32$(6)

- M1= - 9.4388 KN.ml
- M2= - 4.6185 KN.ml
- M3= -9.1919 KN.ml
- M4= - 8.4409KN.ml
- M5= - 6.5645 KN.ml
- M6= - 13.1266KN.ml



2. Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	X(m)	M _{max} (KN.m)
(1)	3,85	6,341	-9,4388	-4,6185	2,1224	4,8436
(2)	2,70	6,341	-4,6185	-9,1919	1,0828	-0,9007
(3)	4,60	6,341	-9,1919	-8,4409	2,3257	7,9576
(4)	2,40	6,341	-8,4409	-6,5645	1,3232	-2,8889
(5)	4,55	6,341	-6,5645	-13,1266	2,0475	6,7282

Tableau III.4.1

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments en appuis

- Moments corrigés

N° Travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _{max} (KN.m)
(1)	-6,2925	-3,079	6,4581
(2)	-3,079	-6,1279	-1,2009
(3)	-6,12793	-5,6272	10,6101
(4)	-5,6272	-4,3763	-3,8519
(5)	-4,3763	-8,7504	8,9709

Tableau III.4.2

B. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1-2)	3,85	6,341	-6,2925	-3,079	13,0411	-11,37
(2-3)	2,70	6,341	-3,079	-6,1279	7,43	-9,69
(3-4)	4,60	6,341	-6,12793	-5,6272	14,69	-14,47
(4-5)	2,40	6,341	-5,6272	-4,3763	8,1304	-7,08
(5-6)	4,55	6,341	-4,3763	-8,7504	13,4644	-15,39

Tableau III.4.3

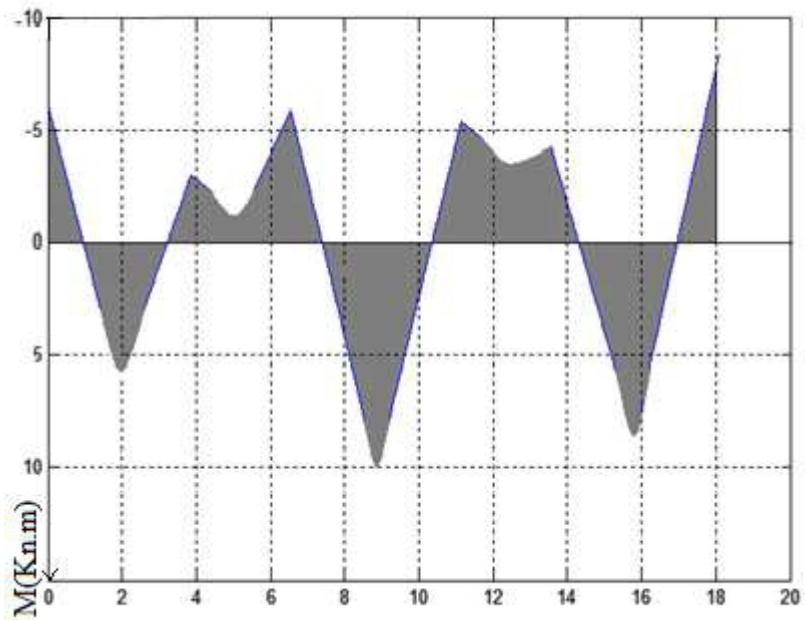


Figure III.4.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

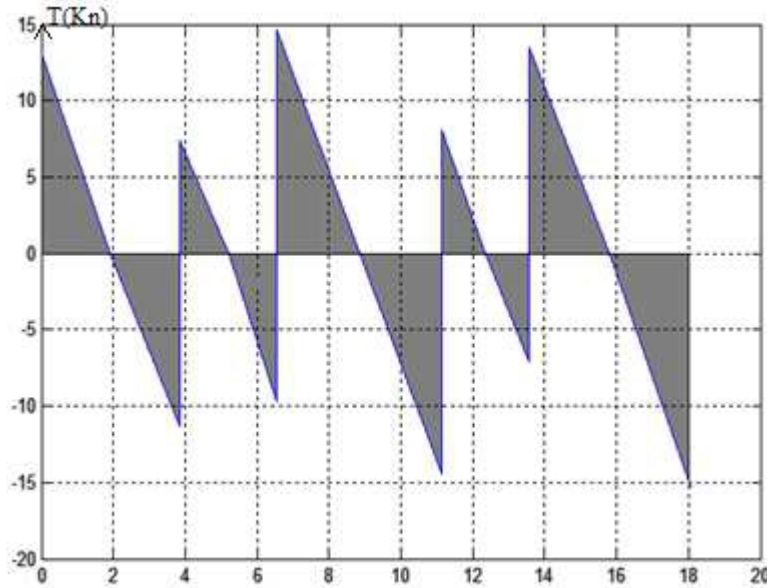


Figure III.4.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- Calcul des armatures a l'ELU :

A Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

-En travées :

- Positon de l'axe neutre :

Si $M_t > M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t < M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}; \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_0$ \longrightarrow l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

- Exemple de calcul : (travée1-2) :

$$\text{Avec } M_t = 6.458186 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.458186 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0216$$

$$\mu = 0,0216 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0216 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6.4581 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 1.042 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

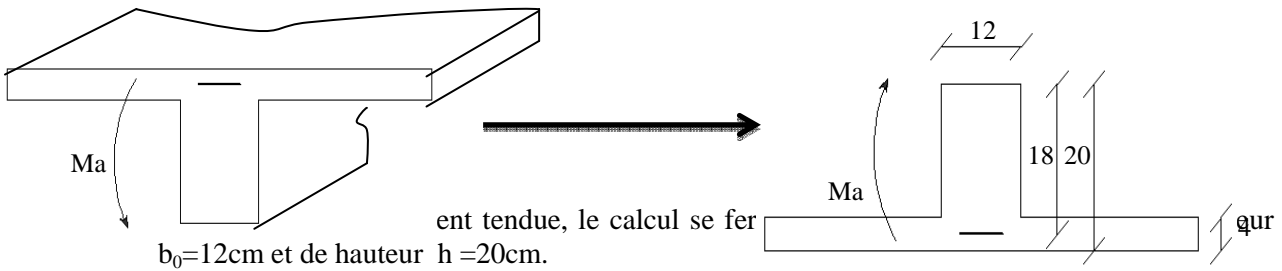
-Aux appuis :

Les appuis intermédiaires seront ferrillées avec $M_{a_{int}}$.

Les appuis de rives seront ferrillés avec $M_{a_{riv}}$.

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

Pour nos calculs, il suffit de renverser la section pour avoir des moments positifs.



-Exemple de calcul : (appuis 1 et 8) :

Avec $M_a = 6,2925 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,2925 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,114$$

$$\mu = 0,114 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,114 \longrightarrow \beta = 0,939$$

$$A_{st1} = \frac{M_{a_{max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st1} = \frac{6,2925 \times 10^5}{0,939 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st1} = 1,069 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

- Résumé des résultats

Les résultats des ferrillages en travées et aux appuis sont résumés comme suit :

Zone	Travées	L(m)	Mu (KN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	3,85	6.4581	0,0215	0,989	1,0422	2HA10 =1,57
	(2-3)	2,70	-1.2009	0,0040	0,998	0,1921	2HA8=1,00
	(3-4)	4,60	10.6101	0,035	0,982	1,72488	2HA8+1HA10 =1,78

Chapitre III : calcul des éléments

(4-5)	2,40	-3.8519	0,0128	0,994	0,61865	2HA8=1,00
(5-6)	4,55	8.9709	0,0299	0,985	1,4539	2HA8 =1,00

Tableau III.4.4

Zone	Appuis	Mu (KN.m)	M	β	A(cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	-6.2925	0,114	0,939	1,0698	1HA12=1,13
	2	-3.079	0,056	0,971	0,506	1HA10=0,78
	3	-6.1279	0,110	0,942	1,0385	1HA12=1,13
	4	-5.6272	0,102	0,946	0,9496	1HA12=1,13
	5	-4.3763	0,078	0,959	0,7285	1HA10=0,78
	6	-8.7504	0,158	0,914	1,5283	1HA14=1,54

Tableau III.4.5

1.2.2 Plancher terrasse :

- Charge :
- Charge permanente : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.7895 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

- Combinaison d'actions :
- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.090 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 4.4395 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

Zone	Travées	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _{max} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	-6,0434	-2,9574	6,2022	12,5248	-12,9313	1	2HA8 =1,00
	(2-3)	-2,9574	-5,8854	-1,1538	7,1370	-7,8085	0,184	2HA8=1,00
	(3-4)	-5,8854	-5,4047	10,1898	14,11	-14,11	1,6548	2HA12=2,26
	(4-5)	-5,4047	-4,2034	-3,7	7,8085	-7,1370	0,594	2H8=1,00
	(5-6)	-4,2034	-8,4048	8,6148	12,9313	-12,5248	1,394	2HA 10=1,57

Tableau III.4.5

Zone	Appuis	Mu (KN.m)	M	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	6,0434	0,1094	0,943	1,023	1HA12=1,13
	2	2,9574	0,053	0,972	0,4857	1HA10=0,78
	3	5,8854	0,106	0,944	0,9953	1HA12=1,13
	4	5,4047	0,097	0,948	0,910	1HA12=1,13
	5	4,2034	0,076	0,96	0,699	1HA10=0,78
	6	8,4048	0,152	0,917	1,463	1HA14=1,54

Tableau III.4.6

❖ VERIFICATIONS A L'ELU :

A. Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1/BAEL 91 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticités garante. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{c28}}{F_e}$$

- En travée :

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL 91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V_{\max} = 14,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.69}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.68 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_B} 0,19 f_{c28}^{2/3} = 1,083 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,083 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

C. Entrainement des barres :(Art A.6.1 ,3/BAEL91)

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utilisé des armatures.

$$\Sigma \mu_i = \pi \times \phi = \pi \times 12 = 37,69 \text{ cm}$$

$$D'OU : \tau_{se} = \frac{14,69 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,69} = 2,405 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 2,405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

D. Longueur de scellement droit : (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 puisse être repris.

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

Calcul de τ_{su} : $\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} ; \text{ on prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91 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 = 0,4x50 =20 cm,

L_c =20 cm.

E. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- Appuis de rive :(Art A.5.1,312/BAEL91).

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ adopté}} \geq A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_{u \text{ max}}}{\sigma_{st}} = \frac{14,69 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$, Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

\Leftrightarrow Condition vérifiée

- Appuis intermédiaire :(Art A.5.1,321/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 $0,9.V_u d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

On doit vérifier : $|M_{\max}| > 0,9.d.V_u$

$$M_{\max} = 10,61 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$0,9d.V_{u\max} = 0,9 \times 180 \times 14,69 \times 10^3 = 2,37 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$M_{\max} > 0,9d.V_{u\max}$ les armatures inférieurs ne sont pas nécessaires

⇒ Condition vérifiée

F. Influence de l'effort tranchant sur le béton :
(Art A.5.1, 313/BAEL91 modifiées 99).

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 14,69 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,5113 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

⇒ Condition vérifiée

G. Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :
(Art A.5.1, 322/BAEL91).

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

$$R_u = |V_{Ug}| + |V_{Ud}| = 14,69 + 14,47 = 29,16 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{29,16 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,667$$

$$29,16 \text{ MPa} > 1,5 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

H. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :
(Art A.5.1, 322).

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{14,69 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,924 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,924 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

I. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2/BAEL91).

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 8, \frac{120}{10}\right) \quad \phi_t = 5,71 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On opte pour étriers en $\phi 6$; Donc : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$.

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

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

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

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm.}$$

On opte pour un espacement $S_{t \min} = 15 \text{ cm}$.

- Pourcentage minimum des armatures transversales : (Art A.5.1,22/BAEL91 modifiées 99)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{t \text{ adopté}} > \frac{0,13 f_{t28} \cdot b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,13 \times 2,1 \times 12 \times 15}{235} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,21 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion

Nous adopterons un étrier en $\phi 6$ tous les 15 cm.

❖ Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

-Etat limite d'ouverture des fissures.

-Etat limite de résistance de béton en compression.

-Etat limite de déformation.

❖ Combinaison de charge à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u}$$

$$\text{Pour le plancher a usage habitation : } I = \frac{4,589}{6,341} = 0,7237$$

Pour le plancher terrasse : $I = \frac{4,264}{5,854} = 0,728$

Pour le plancher a usage d'habitation : $I = 0,7237$

❖ Moments fléchissant :

-En travée :

Pour la travée de rive(1) : $M_{max} = 6,4581 \times I = 4,6737 \text{KN.m}$

Pour la travée (2) : $M_{max} = -1,200 \times I = 0,8684 \text{KN.m}$

Pour la travée (3) : $M_{max} = 10,610 \times I = 7,6784 \text{KN.m}$

Pour la travée (4) : $M_{max} = -3,8519 \times I = -2,7876 \text{KN.m}$

Pour la travée de rive (5) : $M_{max} = 8,9709 \times I = 6,4922 \text{KN.m}$

-Aux appuis :

$M1 = -6,2925 \times I = -4,5538 \text{KN.m}$

$M6 = -5,6272 \times I = -4,0724 \text{KN.m}$

$M2 = -3,079 \times I = -2,2217 \text{KN.m}$

$M5 = -4,3763 \times I = -3,1671 \text{KN.m}$

$M3 = -6,1279 \times I = -4,4347 \text{KN.m}$

$M4 = -8,7504 \times I = -6,3326 \text{KN.m}$

N° travée	Mi	Mi+1	M max	Ti	Ti+1
1	- 4.5538	- 2.2217	4.6737	9.4378	- 8.228
2	- 2.2217	- 4.4347	- 0.8684	5.3778	- 7.012
3	- 4.4347	- 4.0724	7.6784	10.6334	- 10.47
4	- 4.0724	- 3.1671	- 2.7876	5.88397	- 5.123
5	- 3.1671	- 6.3326	6.4922	9.7442	- 11.13

Tableau III.4.7 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

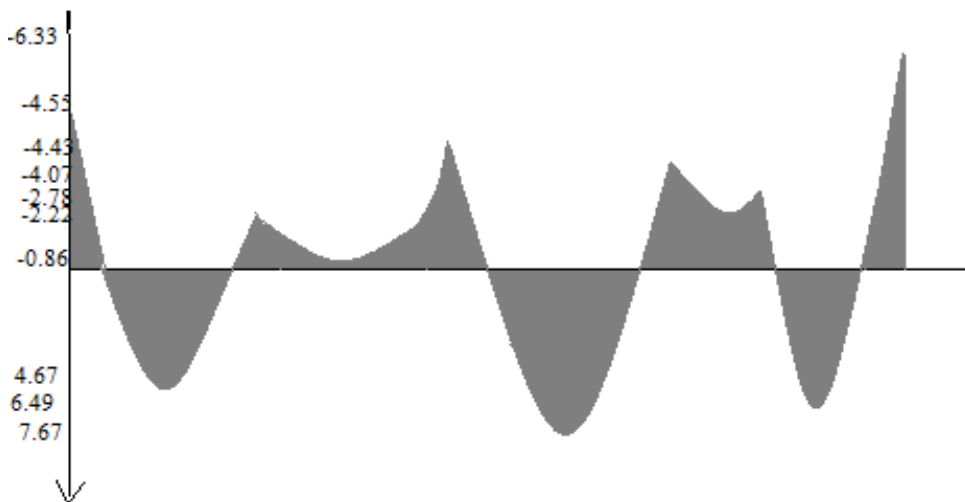


Figure III.4.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

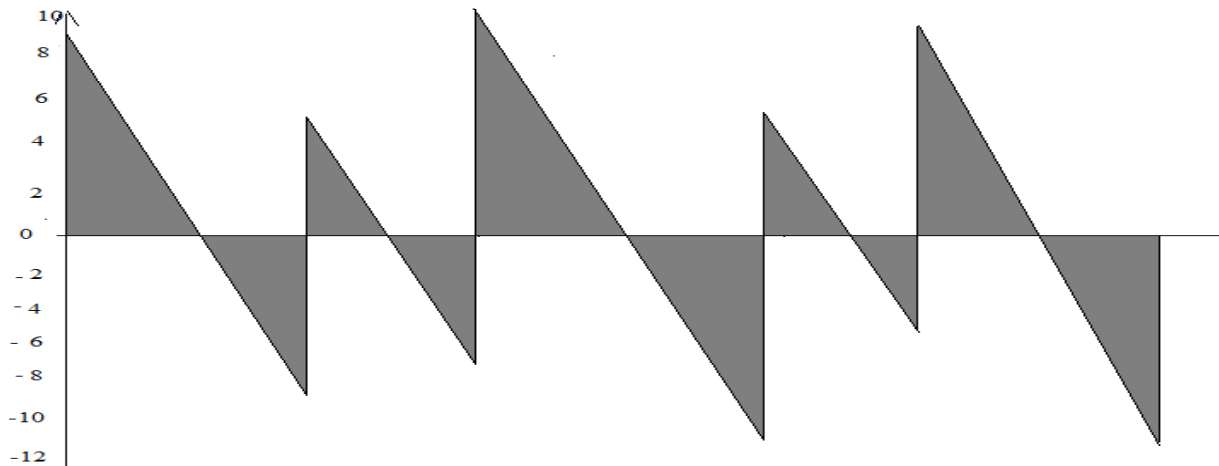


Figure III.4.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Pour le plancher terrasse : I = 0.7284

N° travée	M _i	M _{i+1}	M max	T _i	T _{i+1}
1	- 4.4050	- 2.1556	4.5207	9.1293	- 9.4256
2	- 2.1556	- 4.2898	- 0.8410	5.2021	- 5.6916
3	- 4.2898	- 3.9394	7.4273	10.2847	- 10.2847
4	- 3.9394	- 3.06	- 2.6969	5.6916	- 5.2021
5	- 3.06	- 6.1262	6.2793	9.4256	- 9.1293

Tableau III.4.7 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

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

❖ En travée :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2,26}{12 \times 18} \times 100 = 1,046$$

$$\rho_1 = 1,046 \Rightarrow k_1 = 20,21 \text{ et } \beta_1 = 0,858$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,678 \times 10^6}{0,858 \times 180 \times 226} = 219,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 219,97 \leq \bar{\sigma}_s = 348$$

⇒ Condition vérifiée

-Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{219,97}{20,21} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

- Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \Rightarrow k_1 = 25,65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,332 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} = 260,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 260,46 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{260,46}{25,65} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

C. Etat limite de déformation : (Art .B.6.8,424/BAEL91).

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ MPa} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,044 < \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,78}{12 \times 18} = 0,008 < \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$x = \frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0,043 \leq \frac{10,61}{15 \times 12,13} = 0,058 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.5) Calcul de la salle machine :

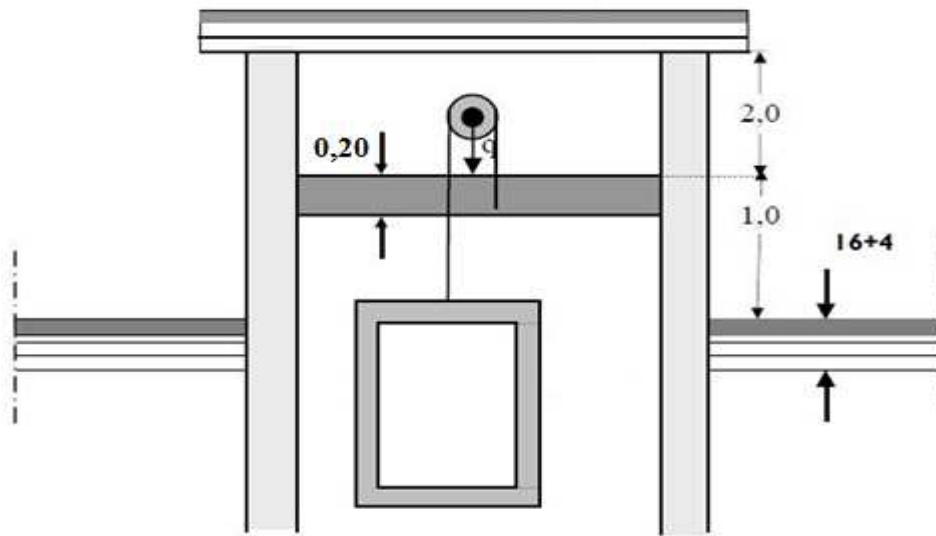
5.1 Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (5,05 x 5,6) m² appuyée sur ses 4 côtés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 kN , répartie sur une surface de (0,8x0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de Pigeaud, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



5.2 Dimensionnement :

- **Épaisseur de la dalle plein (h_t) :**

$$h_t = \frac{L_{max}}{30} = \frac{560}{30} = 18.67$$

h_t : Épaisseur de la dalle pleine

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : **h_t = 20cm**

5.3 Calcul des sollicitations :

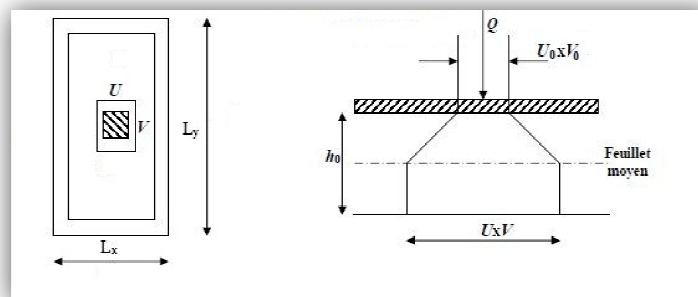


Fig. III.5.1 Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$L_x = 5.05 \text{ m}$
 $L_y = 5.60 \text{ m}$
 $U_0 = 0.80 \text{ m}$
 $V_0 = 0.80 \text{ m}$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.05}{5.60} = 0,90$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0,90 \leq 1 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

5.3 .1 Moments dus au poids propre :

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$ Moment suivant \longrightarrow la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x$ Moment suivant \longrightarrow la grande portée.

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

Avec :

- $\nu = 0,0$ à l'ELU.
- $\nu = 0,2$ à l'ELS.

q : Charge uniformément répartie sur tout la dalle.

A. Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,20 + 20 \times 0,05) = 4.75 \text{ kN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$.

$q_u = 1,35 \times 6 + 1,5 \times 1 = 7,912 \text{ kN/ml}$.

$M_{ux1} = 0,0458 \times 7,9125 \times (5,05)^2 = 9,24 \text{ kN.m}$

$M_{uy1} = 0,778 \times 9,24 = 7,188 \text{ kN.m}$

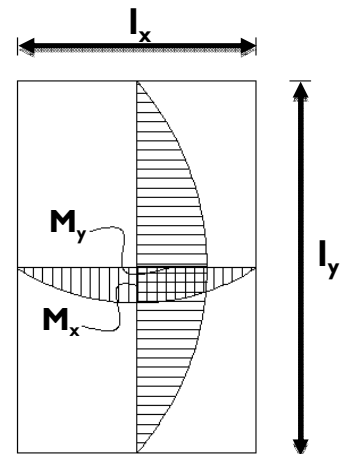
A. Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$

$$\rho = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

$q_s = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ KN/ml}$.

$M_{sx1} = 0,0529 \times 5.75 \times (5,05)^2 = 7.75 \text{ kN.m}$

$M_{sy1} = 0,846 \times 7,75 = 6.556 \text{ kN.m}$



5.3.2 Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P \cdot (M1 + \nu \cdot M2)$$

$$M_y = P \cdot (\nu \cdot M1 + M2)$$

$M1, M2$ coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V côtés du rectangle sur lesquels la charge q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\epsilon e + h/2) = U_0 + 2\epsilon e + h.$$

$$V = V_0 + 2(\epsilon e + h/2) = V_0 + 2\epsilon e + h.$$

Le coefficient ε dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton d'épaisseur $e=5\text{cm}$: $\varepsilon=1,0$

$$U = U_0 + 2 \times 1 \times 0,05 + 0,20 = 1,10\text{m} = V$$

$$U = 80 + (2 \times 5) + 20 = 1,10\text{m}$$

$$V = 80 + (2 \times 5) + 20 = 1,10\text{m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,10}{5,05} = 0,217 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,10}{5,60} = 0,196$$

Avec $\rho = 0,9$

Après interpolation on aura : **M1 = 0,175** et **M2 = 0,152**

A. Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,175 = \mathbf{21.2625 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,152 = \mathbf{18.46 \text{ KN.m}}$$

B. Etat limite de service (ELS) : $v = 0,2$

$$P_s = 90 \text{ kN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0,175 + 0,2 \times 0,152) = \mathbf{18.486 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (v \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,175 + 0,152) = \mathbf{16.83 \text{ KN.m}}$$

5.3.3 Superposition des moments :

A. ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 9.24 + 21.262 = \mathbf{30.502 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 7.188 + 18.46 = \mathbf{25.648 \text{ KN.m}}$$

B. ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 7.75 + 18.486 = \mathbf{26.236 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 6.556 + 16.83 = \mathbf{23.386 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times \mathbf{30.502} = \mathbf{25.92 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times \mathbf{25.648} = \mathbf{21.80 \text{ KN.m}}$$

• **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times \mathbf{30.502} = \mathbf{9.150 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times \mathbf{25.648} = \mathbf{7.694 \text{ KN.m}}$$

5.1. Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($d_x = 18 \text{ cm}$, $d_y = 12 \text{ cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

5.1.1. Sens x-x :

A. En travée :

$$M_{t_x} = 25.92 \text{ KN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25,92 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,056 \quad \beta = 0,971 \quad \longrightarrow$$

$$A_t = \frac{25,92 \times 10^3}{0,971 \times 0,18 \times 348 \times 10^2} = 4.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm²

B. En appuis :

$$M_{a_x} = 9.150 \text{ kN.m}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,150 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,019 \quad \beta = 0,991 \quad \longrightarrow$$

$$A_a = \frac{9,150 \times 10^3}{0,991 \times 0,18 \times 348 \times 10^2} = 1,47 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,93 cm²

5.1.2. Sens y-y :

A. En travée :

$$M_{t_y} = 21.80 \text{ KN.m}$$

$$d_y = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 0,053 \quad \beta = 0,973 \quad \longrightarrow$$

$$A_t = 3,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,93 cm²

B. En appuis

$$M_{a_y} = 7,69 \text{ KN.m}$$

$$d_y = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 0,018 \quad \beta = 0,991 \quad \longrightarrow$$

$$A_a = 1,311 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,93 cm²

• **Résumé des résultats**

Tableau III. 26

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

5.2. Vérification à l'état limite ultime :

5.2.1. Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0 = 0,8\%$

A. Direction principale :

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,90) / 2 = 8,4 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 8,4 \cdot 10^{-4} \times 100 \times 20 = 1,68 \text{ cm}^2 < 3,92 \text{ cm}^2 \quad (\text{en appuis et en travée}).$$

$$A_{\min} < A_x^t \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Direction secondaire :

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,9) / 2 = 8,4 \cdot 10^{-4}$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	x-x	25.92	0,056	0,971	4,26	5HA12 = 5,65	20cm
	y-y	21.8	0,053	0,973	3,78	5HA10 = 3,92	20cm
En appuis	x-x	9.15	0,019	0,991	1,47	5HA10 = 3,92	20cm
	y-y	7.69	0,018	0,991	1,31	5HA10 = 3,92	20cm

$$A_{\min} < A_y^t \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2.2. Diamètre minimal des barres :

$$\varnothing_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2.3. Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

A. Direction principale :

$$St \leq \min \{ 2.h ; 25 \text{ cm} \}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{40\text{cm}; 25\text{cm}\}$$

⇒ Condition vérifiée

B. Direction secondaire :

$$St \leq \min \{3.h ; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{60\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

⇒ Condition vérifiée

5.2.4. Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art.A.5.2.2 / BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

▪ **Au milieu de U**

$$T_U = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121,5}{3 \times 1,10} = 36,81 \text{ kN.}$$

▪ **Au milieu de V**

$$T_U = \frac{P}{(2U + V)} = \frac{121,5}{(2 \times 1,10 + 1,10)} = 36,81 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{36,81 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,204 \text{ MPa.}$$

$$0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} = 1,467 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,204 \text{ MPa} \\ 1,467 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u = 0,204 \text{ MPa} < 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

5.2.5. Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h: épaisseur total de la dalle.

U_c : $2 \times (U+V) = 4,4 \text{ m}$: le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\frac{0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 660 \text{ KN} > Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

⇒ Condition vérifiée

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5.3. Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

A. En travée :

$$M_{t_x} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 18,486 = 15,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 16,83 = 14,30 \text{ kN.m}$$

B. En appuis

$$M_{a_x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 18,486 = 5,545 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_y} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 16,83 = 5,049 \text{ kN.m}$$

Zone	Sens	Ms (kN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	15,71	0,034	0,983	2,55
	y-y	14,30	0,031	0,985	2,31
En appuis	x-x	5,545	0,012	0,994	0,89
	y-y	5,049	0,0109	0,995	0,81

Tableau III.5.1 Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

5.3.1. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

A. Sens x-x :

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{25,92}{15,71} = 1,65$$

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \alpha = 0,0721$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0721 . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9,15}{5,545} = 1,65$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0227 . \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. Sens y-y :

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{21,8}{14,30} = 1,524$$

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0694 . \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,69}{5,049} = 1,523$$

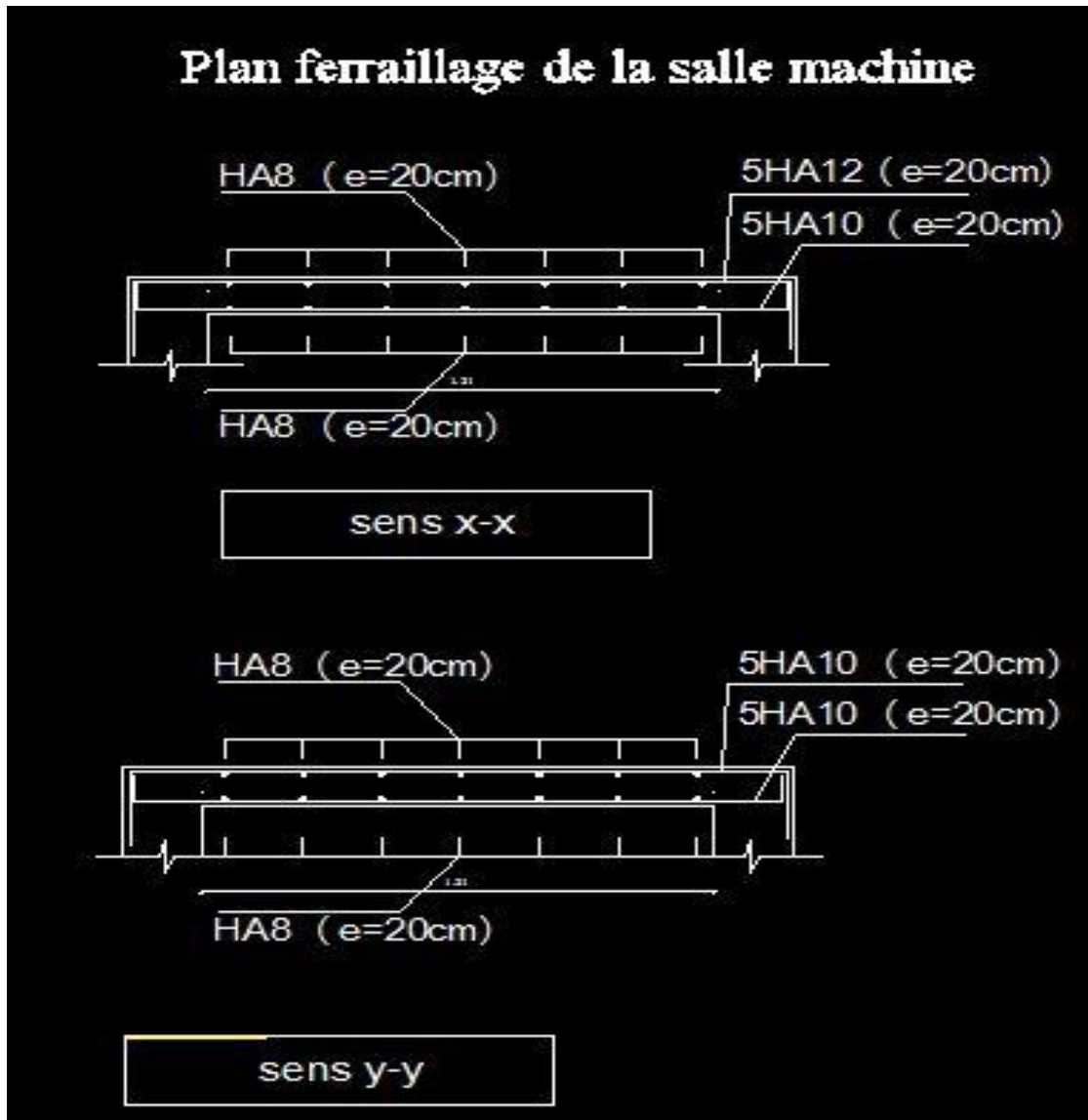
$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0227 . \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/ Artc A.4.5, 32)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est pas nécessaire.

Plan de ferrailage de la salle machine



III.6) Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes

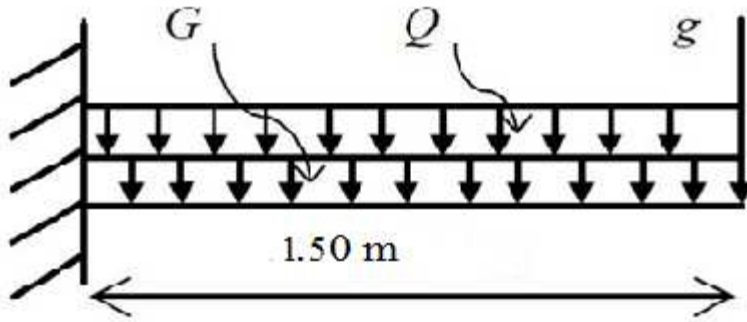


Figure III.6.1 : Schéma statique du balcon

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

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

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

6.1 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

6.2 Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN / m ³)
Dalle pleine		25 x 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	20 x 0.02	0.40
	Mortier de pose	20 x 0.03	0.60
	Couche de sable	22 x 0.03	0.66
	Enduit de ciment	18 x 0.02	0.36
Somme (G)			5.77

Tableau III.6.1: Charges permanentes du balcon

•Charges concentrée (Poids propre du garde-corps) :

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN / m3)
Brique	9 x 0.10	0.90
Enduit de ciment	18 x 0.02 x 2	0.72
Somme (G)		1.62

Tableau III.6.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

•Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

6.3 Calcul à l'ELU:

❖ Combinaisons de charges:

1.35 G + 1.5 Q

- La dalle :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ KN/ml}$$

- Le garde-corps :

$$g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul du moment d'encastrement :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-13.04 \times (1.5)^2}{2} = -14.67 \text{ KN.ML}$$

$$M_{GU} = -g_u \times l = -2.19 \times 1.5 = -3.285 \text{ KN.ML}$$

❖ Le moment total est :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -14.67 - 3.285 = -17.955 \text{ KN.ML}$$

Remarque: le signe (-) signifie que la fibre supérieur est tendue

6.4 Ferrailage :

On calculera le balcon en flexion simple pour une bonde de 1m.

$$M_u = 17.955 \text{ kn.ml}; b = 100 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}; d = 15 \text{ cm};$$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.955 \times 10^3}{100 \cdot 15^2 \cdot 14.2} = 0.088 \text{ donc } \mu_u = 0.088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.955 \times 10^3}{0.954 \cdot 15 \cdot 348} = 5.96 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s \text{ adoptée}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm² Avec un espacement : S_t = 25 cm

6.5 Vérification à l'ELU :

a) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 21.75 \text{ KN}$$

On doit avoir $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$; avec : $\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ Mpa}$ (fissuration peut préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{21.75}{100 \times 12} = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

On doit avoir $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$; $\psi_s = 1.5 \text{ HA}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
 $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa}$; $\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3.14 \times 1.2 = 30.144 \text{ mm}$

$$D'OU : \tau_{se} = \frac{21.75}{0.9 \times 12 \times 30.144} = 0.066 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Armatures principales (longitudinal):**

$$A \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{Avec} \quad V_u = 21.75 \text{ KN}$$

$$\frac{21.75 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 62.53 \text{ mm}^2 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.63 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) vérification des contraintes de béton aux niveaux des appuis :

$$V_u \geq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times b \times d = \frac{0,4 \times 100 \times 12 \times 2,5 \times 0,9}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$V_u = 21.75 \text{ KN} < 720 \text{ KN} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul des ancrages :**

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 423.28 \text{ mm} \quad \text{soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur : $l_{cr} = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

6.6 Vérification à l'ELS :

❖ **Combinaison de charge :**

La combinaison de charge à l'ELS est : $q_s = G + Q$

- **La dalle :**

$$q_s = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$$

- **Le garde-corps :**

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

❖ **Calcul du moment d'encastrement :**

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{-9.27 \times (1.5)^2}{2} = -10.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gs} = g_s \times l = -1.62 \times 1.5 = -2.43 \text{ KN.m}$$

❖ **Le moment total est :**

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = -12.85 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

1) **Aciers : Article B.6.3(BAEL)**

À défaut de prescription particulières du C.C.T.P. ; on admet ne pas effectuer de vérification d'état limite d'ouverture des fissures dans le cas de fissuration peut préjudiciable

2) **Béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FEe400
- $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.955}{12.85} = 1.39 ; \quad \mu_u = 0.088 \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0.1154$$

$$\frac{0.39}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.1154 < \frac{0.39}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- i. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$
- ii. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq 0.067$
- iii. $\frac{A}{b \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.00376 \geq 0.009$

avec : $h=15\text{cm}$; $L=150\text{cm}$;
 $M_0=M_t=17.955\text{.m}$; $F_e=400\text{Mpa}$;
 $A=4.52\text{cm}^2$

5) Pré dimensionnement de la poutre de chaînage:

- **La hauteur de la poutre :**

L : étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

Elle est donnée par : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{560}{15} < h < \frac{560}{10} \Rightarrow 37.33 < h < 56 \text{ cm}$
 Soit : h=40 cm

- **La largeur de la poutre :**

Elle est donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$
 $14 \leq b \leq 24.5$
 Soit : b=25cm.

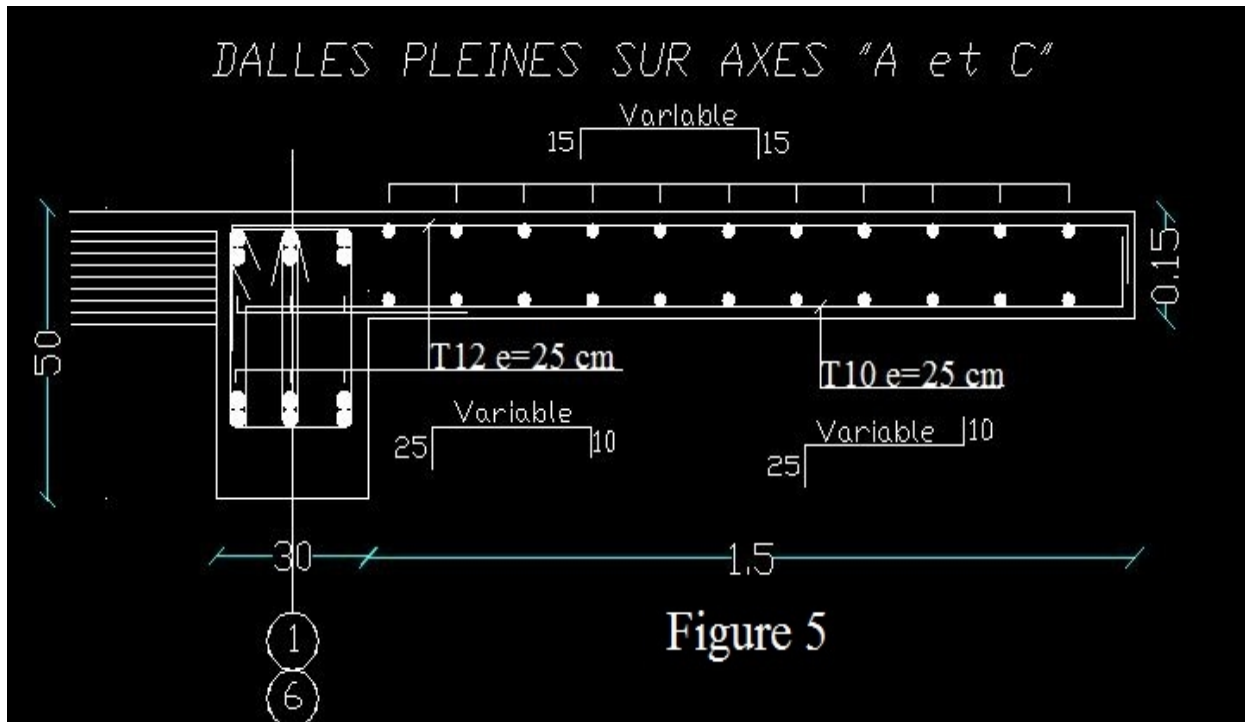
- **Vérifications (RPA) :**

b = 25cm \geq 20 cm.....vérifiée
 h_r = 30cm \geq 30 cm.....vérifiée
 h_r / b = 1.4 \leq 4.....vérifiée

- **Ferraillage :**

Voir : FERRAILLAGES DES POUTRES

Plan de coffrage du balcon



Chapitre IV : Présentation du logiciel

IV-1) Description générale du logiciel ROBOT v.23

Le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis* (nommé *Robot* dans le fichier d'aide entier) est un logiciel 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 (note de calcul) pour la structure calculée et dimensionnée.

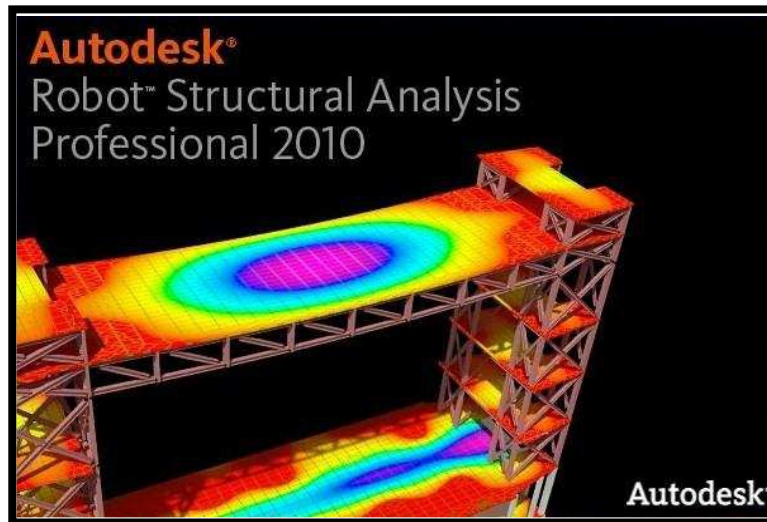


Fig- IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT v.23

IV-2) *Le mode opératoire* : Le mode opératoire du ROBOT peut se diviser en trois étapes :

IV-2-1) *Définition du modèle de la structure*

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

- a- Choix de type de la structure

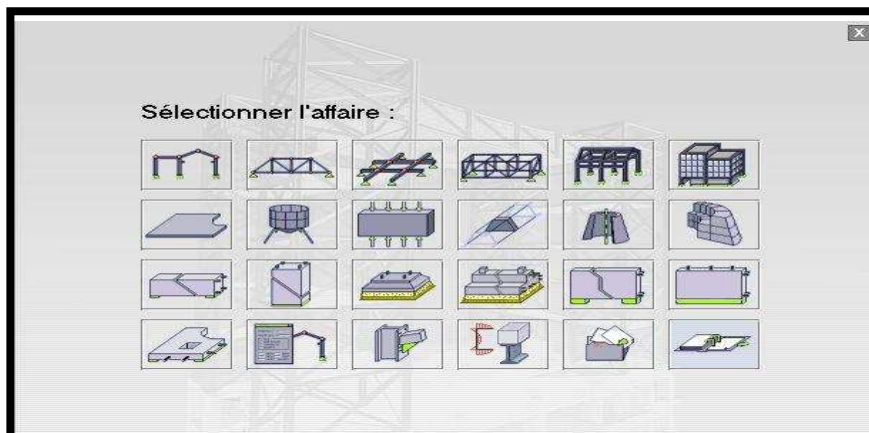


Fig- IV.2 : Choix de la structure à étudiée.

Pour notre cas, on étudiera une structure en portique spatial en sélectionnant :



b- Configuration de préférence de l'affaire :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « préférence de l'affaire », en cliquant sur l'icône « outil ».

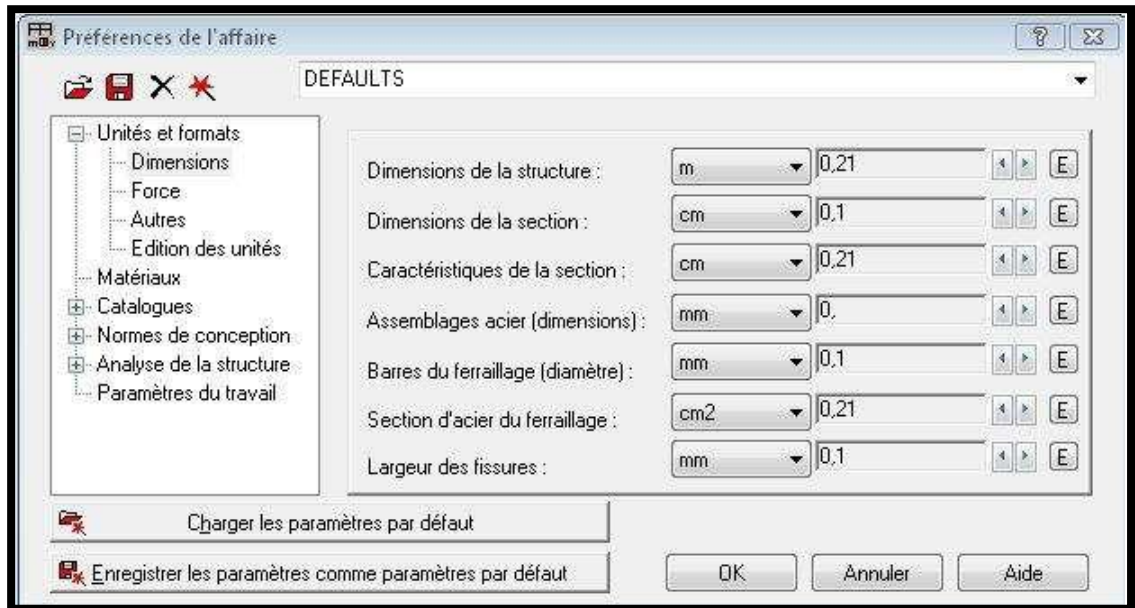


Fig- IV.3 : Préférence de l'affaire.

c- Lignes 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  Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la Fenêtre donnée à coté dans le système de Coordonnées cartésiennes.

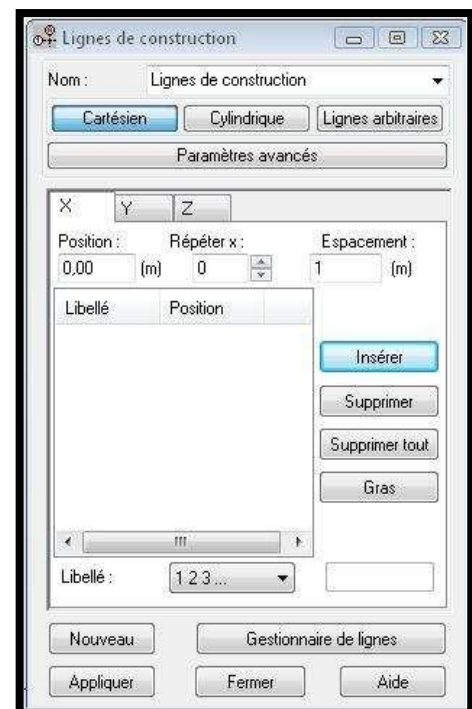



Fig- IV.4 : Lignes de construction.

d- Définir les sections transversales (Profilés des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « structure » → « caractéristiques » → « profilés de barres »,

Il apparaît la boîte de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé en cliquant sur 

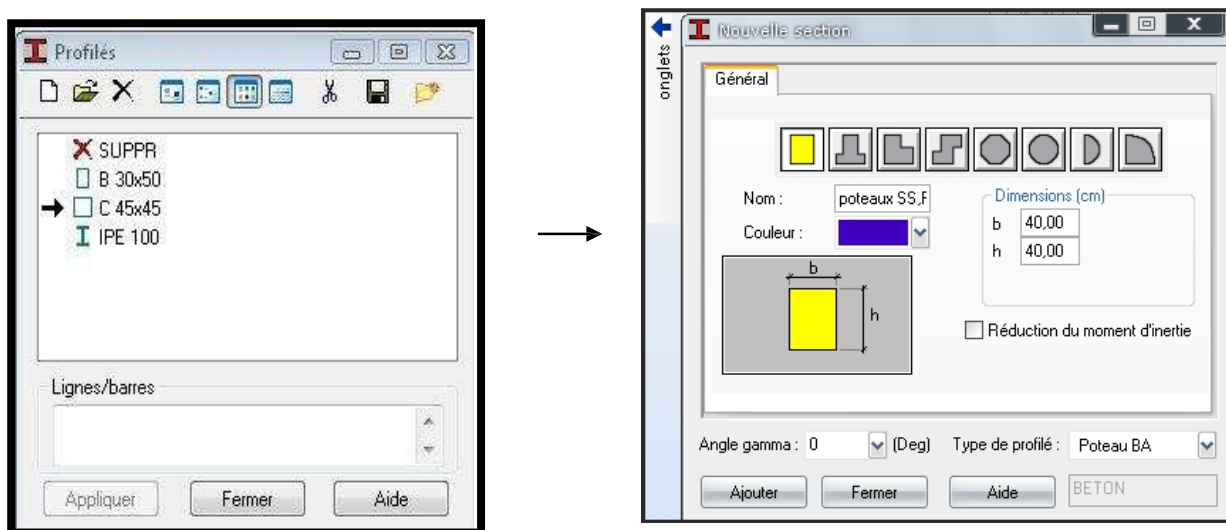


Fig- IV.5 : Choix des profilés de barres.

e- Affectation des sections transversales (création des barres) :


Dans le menu « structure », on clique sur l'icône  « barre » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



Fig- IV.6 : Modélisation des poutres et des poteaux

f- Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure, on sélectionne le type de structure appropriée.

Dans le menu « structure » → « type de structure », on choisit la case « Etude d'une coque ».

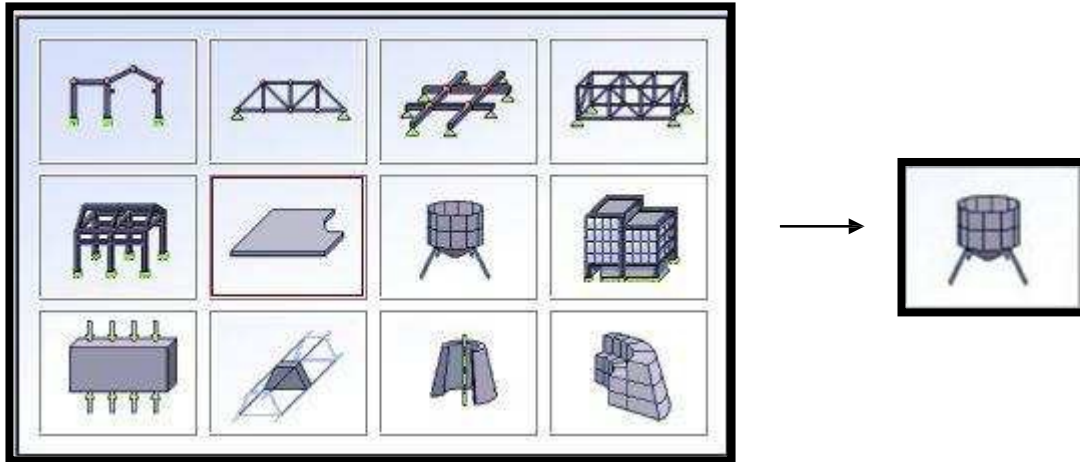




Fig- IV.7 : Création des panneaux.

Pour accéder à la boîte de dialogue « épaisseur EF » on sélectionne dans le menu « structure »

« caractéristique » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « définir nouvelle section » et sur l'onglet « uniforme » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

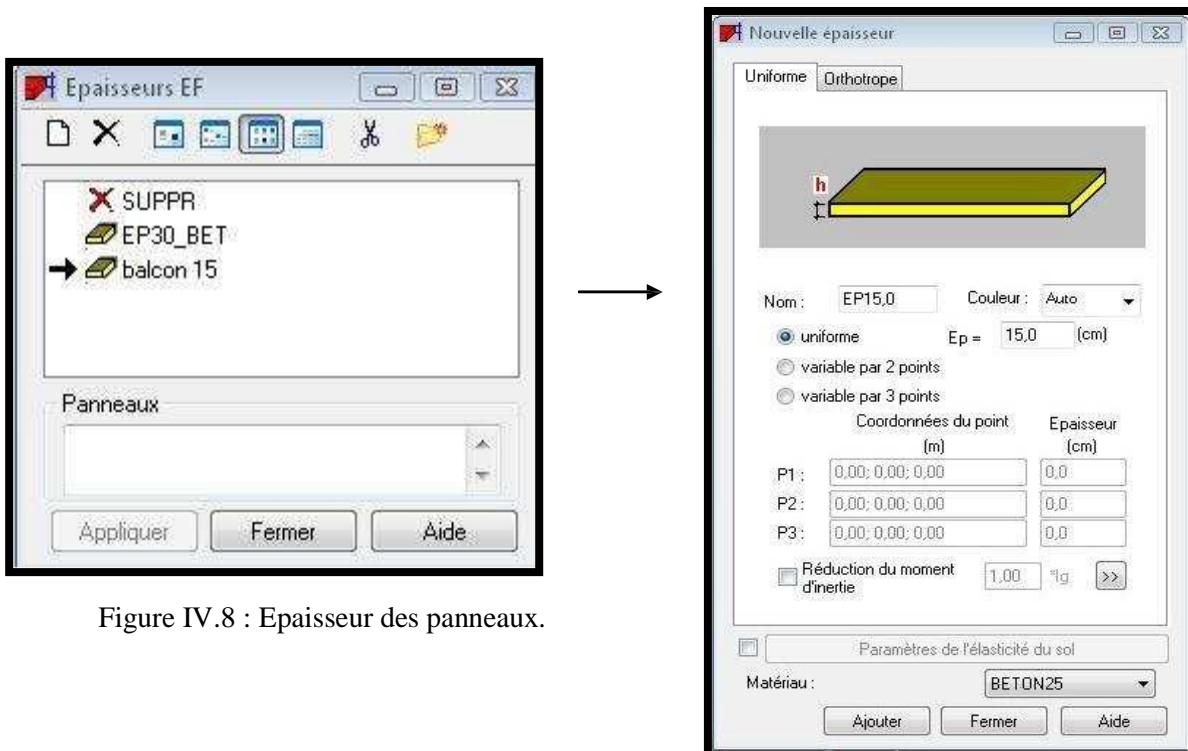



Figure IV.8 : Epaisseur des panneaux.

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les

contours, pour cela on clique sur l'icône  « poly ligne-contour » et on coche la case « contour » et la case « panneau » dans « paramètre », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

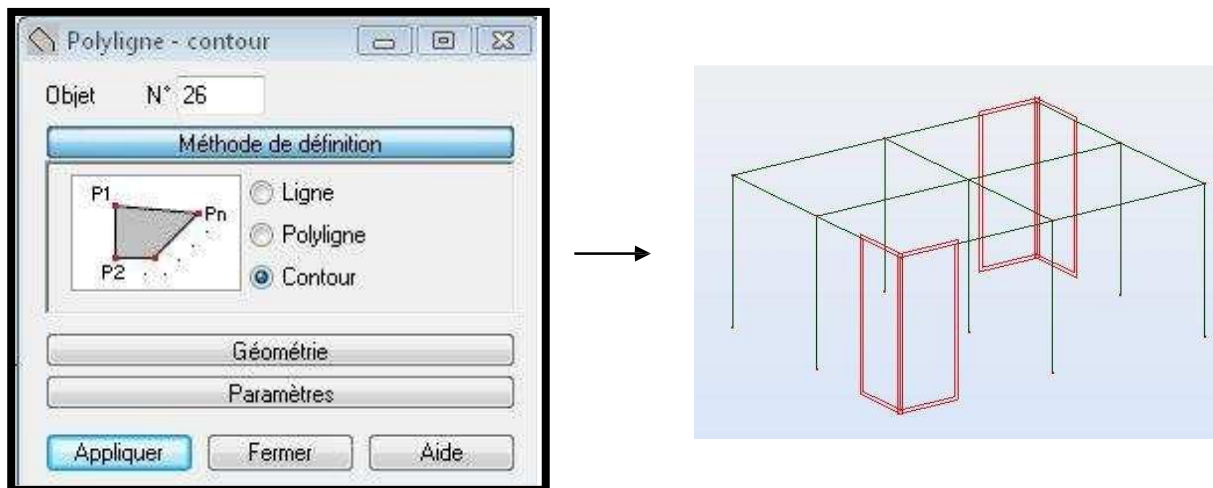



Fig- IV.9 : Définition des contours pour les voiles.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « panneau » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

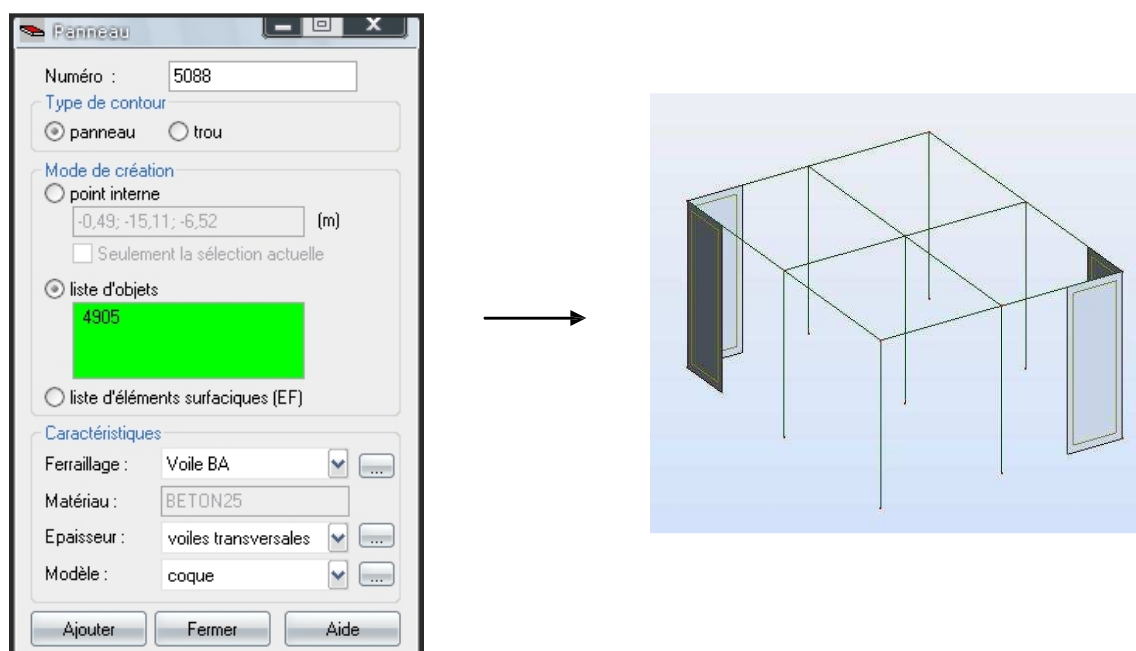



Fig- IV.10 : Définition des panneaux.

g- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « appuis », on choisit les encastrements nodaux pour les nœuds et les encastrements linéaire pour les voiles (bords des contours).

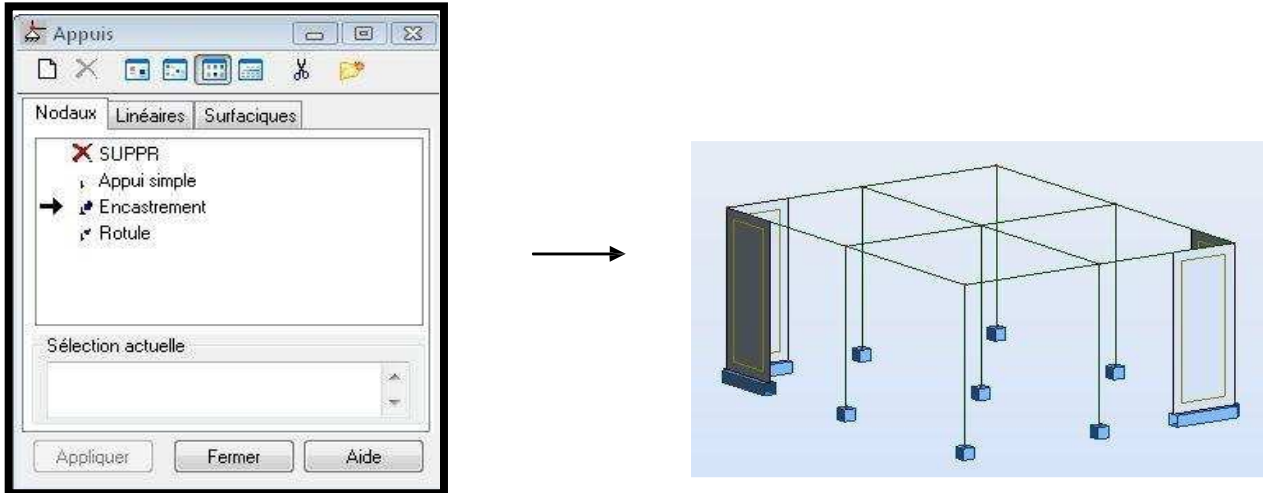



Fig- IV.11 : Définition des appuis.

h- Définition des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône  « cas de charges », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau ».

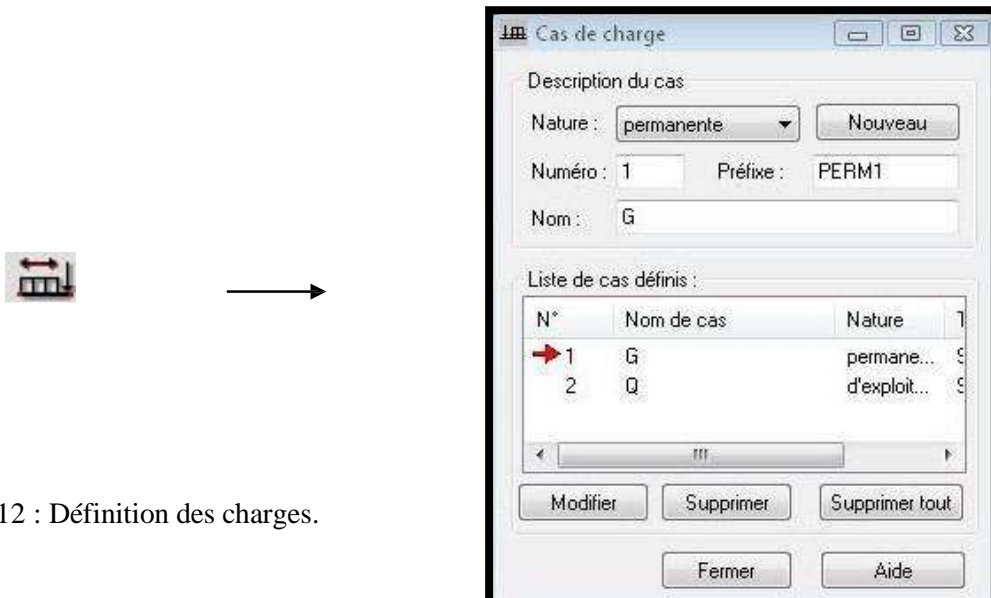


Fig- IV.12 : Définition des charges.

i- Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation),

puis on sélectionne dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge ».

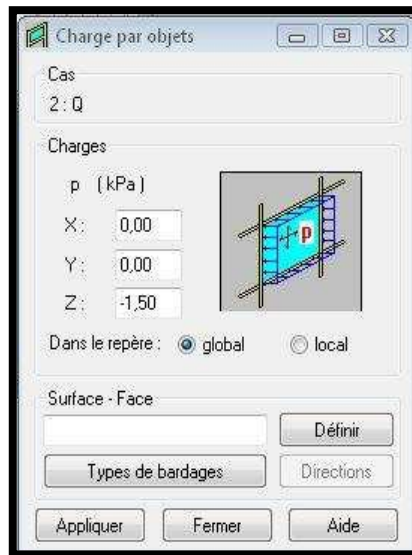


Fig- IV.13 : Application des charges surfaciques. Puis on

choisit le type de bardage :

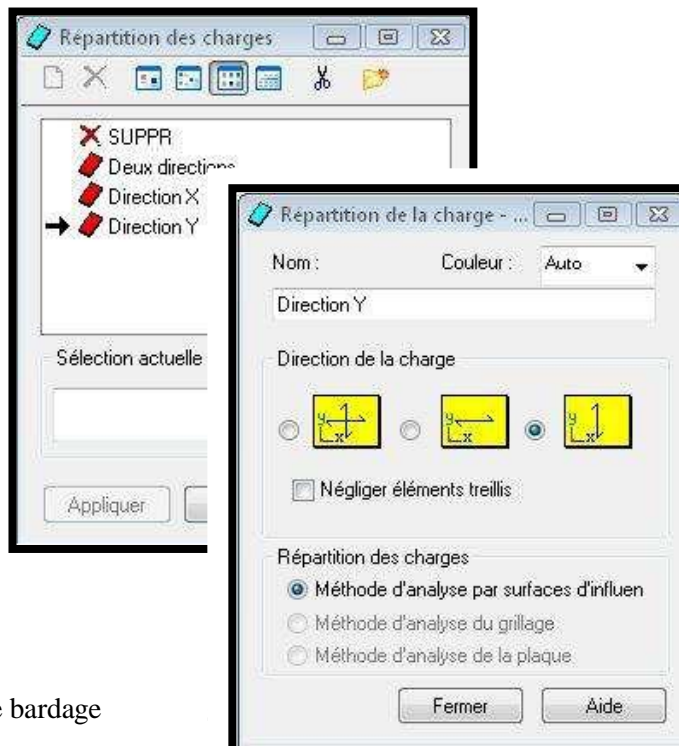


Fig- IV.14 : choix de bardage

Puis on clique sur « Définir » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

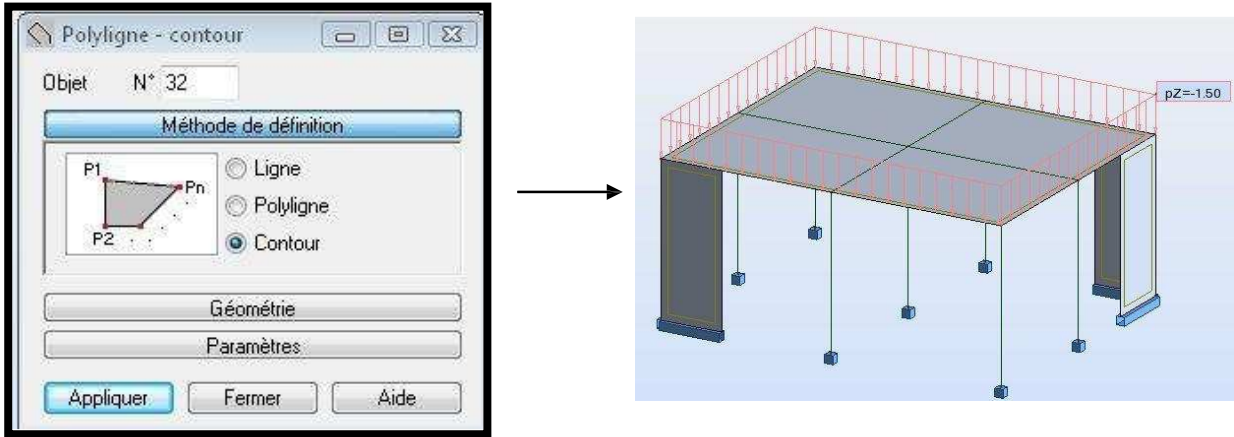


Fig- IV.15 : Application des charges surfaciques.

IV-2-2) Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « Analyse », « Type d'analyse » une boîte de dialogue apparaît :

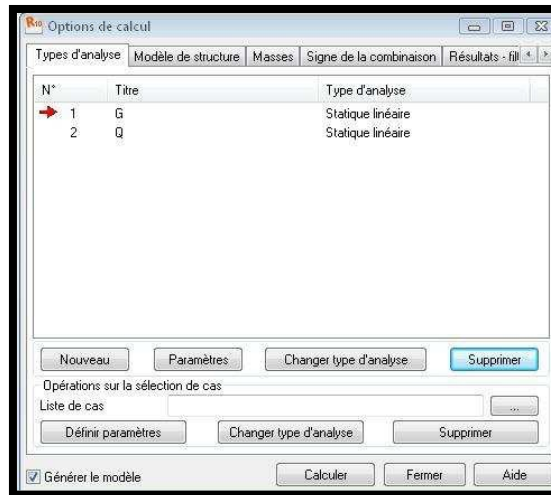


Fig- IV.16 : Définition des charges dynamiques.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « nouveau » et sélectionne le champ « modale », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

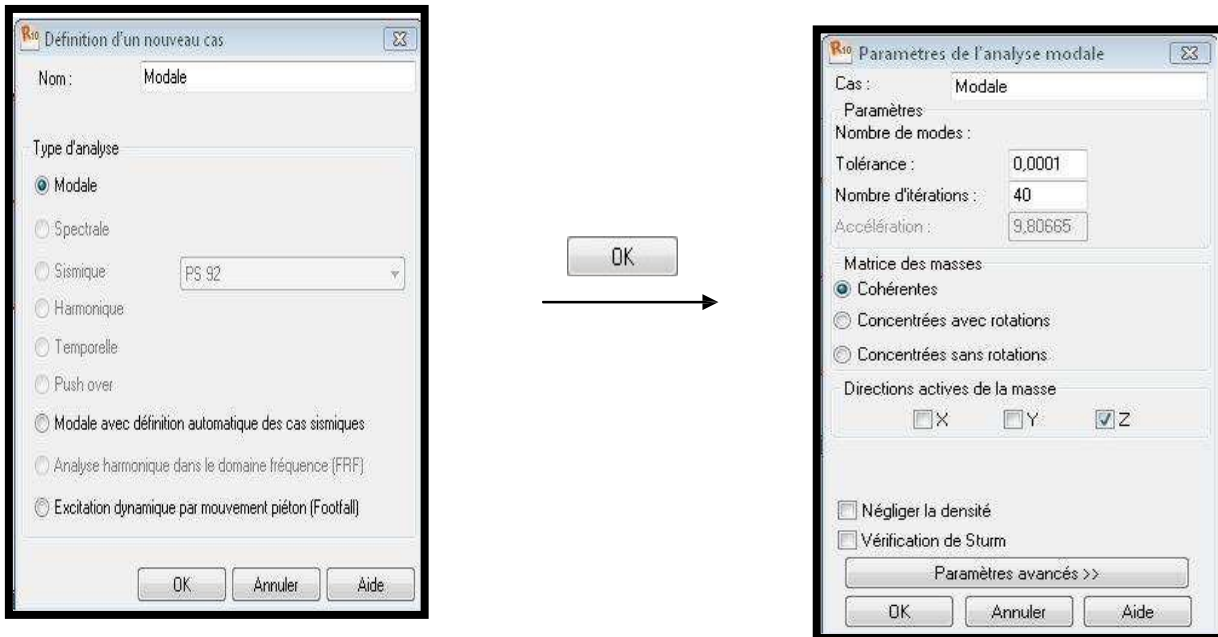


Fig- IV.17: Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « nouveau », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

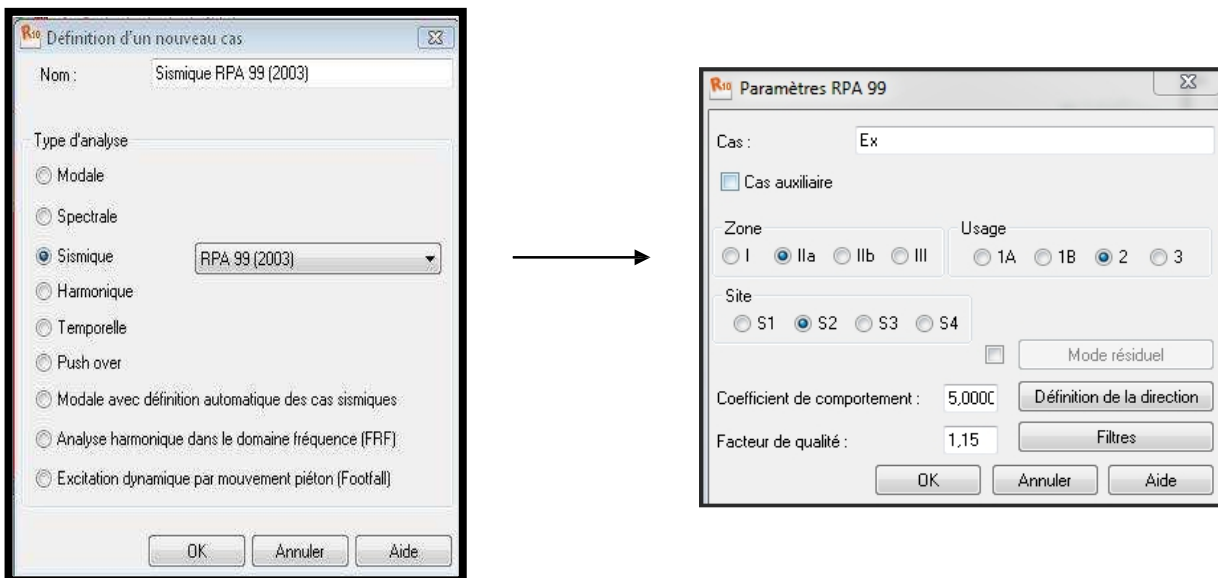



Fig- IV.18: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas et dans la fenêtré qui apparait on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter.(même opération pour l'autre cas de charge).

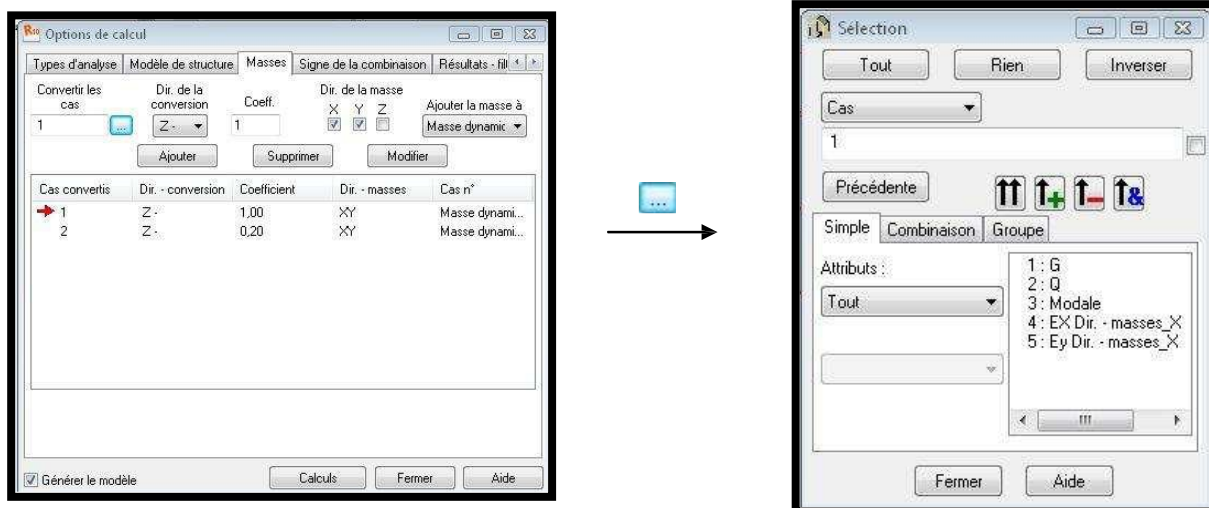


Fig- IV.19 : la conversion des charges en masses.

- Le nœud maitre :

Pour satisfaire l’hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maitre, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s’affiche, double click sur « membrane » puis on coche les directions qu’on veut bloquer, ajouter → oui → fermer.

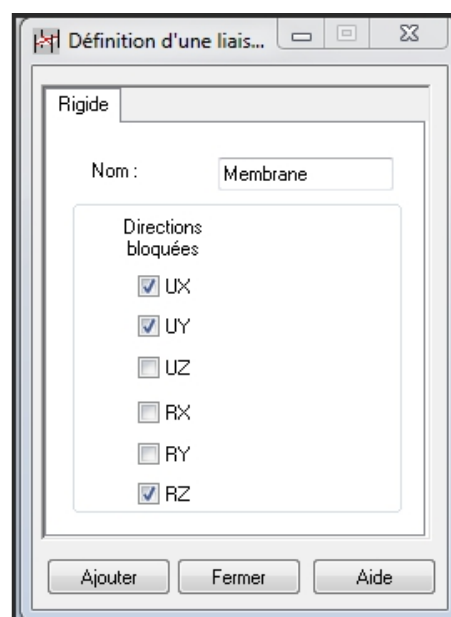


Fig- IV.20 : Définition des directions à bloquée

On saisie le numéro d'un nœud quelconque appartenant au plancher dans l'onglet « nœud maître » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtrée pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

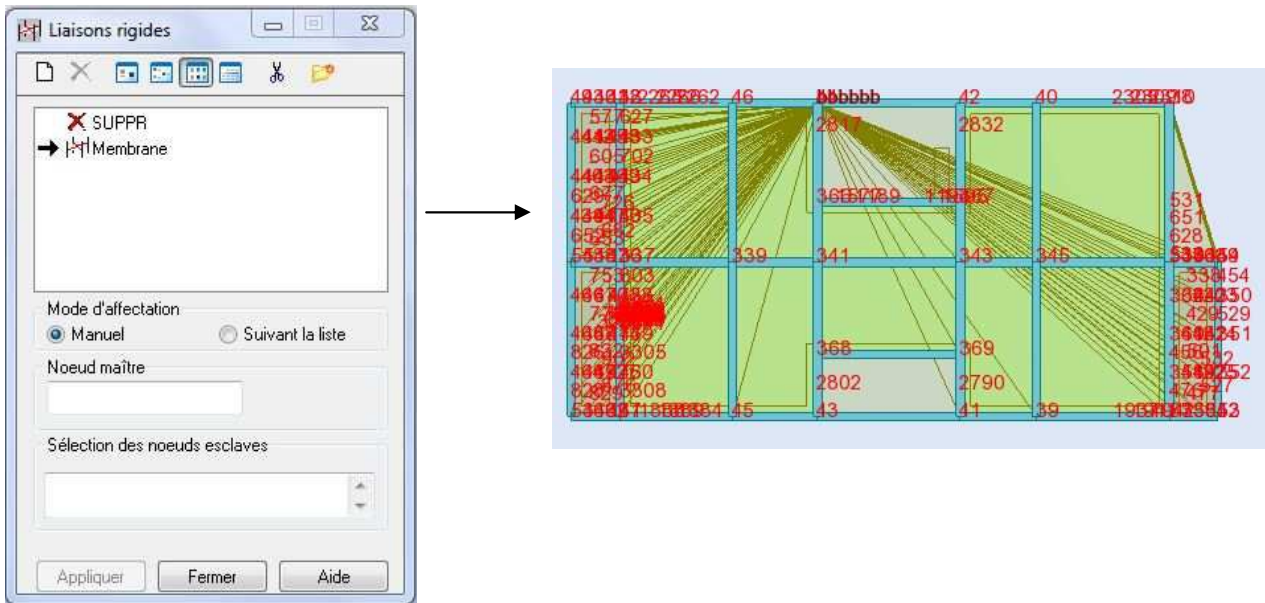


Fig- IV.21 : création du diaphragme (nœud maître et nœuds esclaves).

- Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « charges », « combinaison manuelle », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec

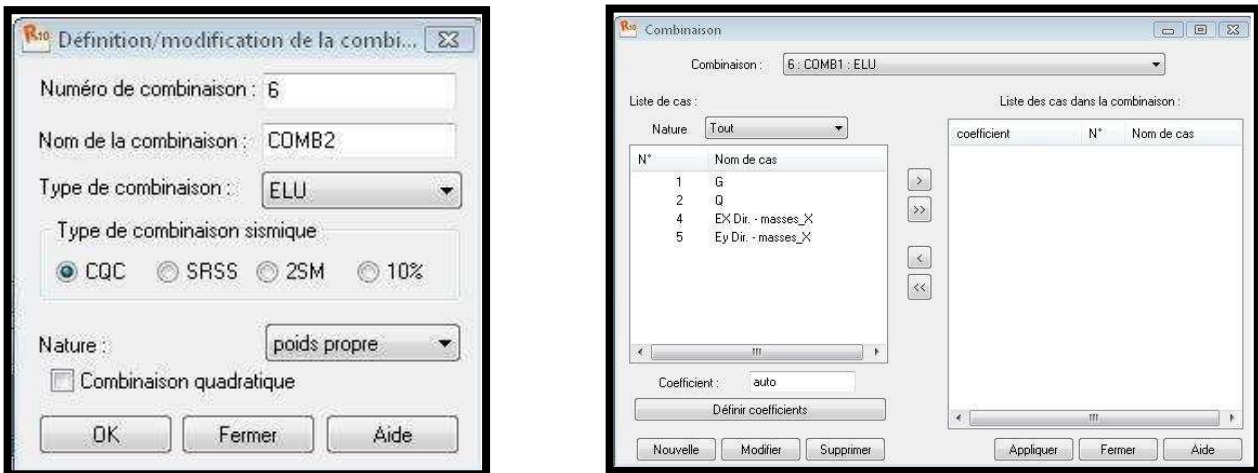


Fig- IV.22 : Définition des combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « nouvelle » et on refait les mêmes opérations pour les autres combinaisons.

- Vérification de la structure

Dans le menu « Analyse » on clique sur « Vérifier la structure » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la nature de ces erreurs.



Fig- IV.23 : Vérification de la structure.

- Analyse de la structure :

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance le calcul de la structure.

IV-2-3) Exploitation des résultats

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « résultat », et si on veut un affichage sous forme de tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « tableaux ».

Fig- IV.24 : Affichage des résultats sous forme de tableaux.



a) Vérification des résultats :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « tableau », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
MAX	18,878	0,591	96,067	97,296	#ind#	73,845	49,148	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1
MIN	1,691	0,053	73,845	0,640	#ind#	0,000	0,000	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	30	1	1	1	24	24	1

Fig- IV.25 : Tableau des extrêmes globaux des périodes.

b) Vérification des réactions :

Même opération précédentes en cochant « Réaction ».

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	192,112	179,239	1771,706	90,717	73,558	6,790
Noeud	1	13	1	31	5	1554
Cas	8 (C) (CQC)	5	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	4
Mode		CQC				CQC
MIN	-177,466	-257,196	-210,422	-91,799	-68,234	-7,501
Noeud	35	13	551	5	7	1554
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

Fig- IV.26 : Tableau des extrêmes globaux des réactions d'appuis.

c) Vérification des déplacements des nœuds :

Même opération précédentes en cochant « déplacements des nœuds ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,892	0,994	0,066	0,001	0,001	0,000
Noeud	1081	1010	1127	1277	411	1083
Cas	4	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)
Mode		CQC			CQC	
MIN	-0,936	-0,943	-0,277	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	1081	1010	175	2538	411	1083
Cas	9 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	7 (C)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

Fig- IV.27 : Tableau des extrêmes globaux des déplacements des nœuds.

d) Vérifications de la flèche :

Même opération précédentes en cochant « Flèche des barres ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,004	0,019	0,054
Barre	493	127	968
Cas	5	15 (C) (CQC)	5
Mode	CQC		CQC
MIN	-0,004	-0,019	-0,107
Barre	493	558	874
Cas	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	7 (C)
Mode			

Fig- IV.28 : Tableau des extrêmes globaux de la flèche

e) Vérification des efforts dans les barres :

Si on veut afficher les efforts internes dans les poteaux on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1222,844	40,144	39,997	1,259	21,885	19,579
Barre	493	781	902	718	537	922
Noeud	13	42	35	5	1	347
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	37,615	-41,240	-46,331	-0,758	-18,692	-18,772
Barre	921	493	537	718	902	493
Noeud	158	13	1	44	35	13
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Fig- IV.29 : Tableau des extrêmes globaux des efforts.

f) Affichage des diagrammes des efforts dans les barres

Dans le menu « résultat » on sélectionne « diagramme » et on clique sur la case « paramètre » pour régler l'affichage des diagrammes, puis on fait notre choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions,)

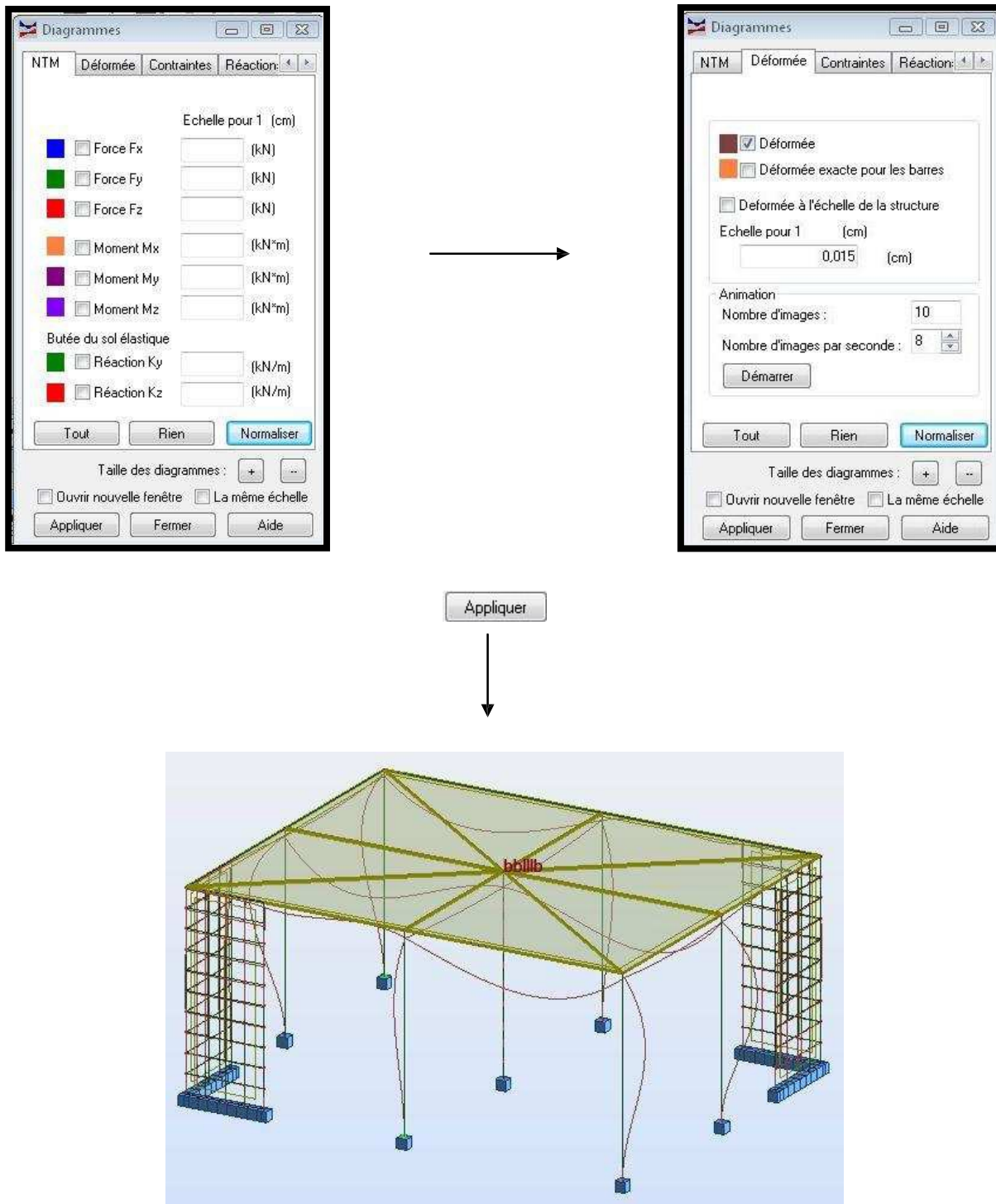


Fig- IV.30 : la déformée de la structure.

g) Affichage des efforts dans les voiles :

Dans le menu « résultats », on clique sur « cartographie-panneaux » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.

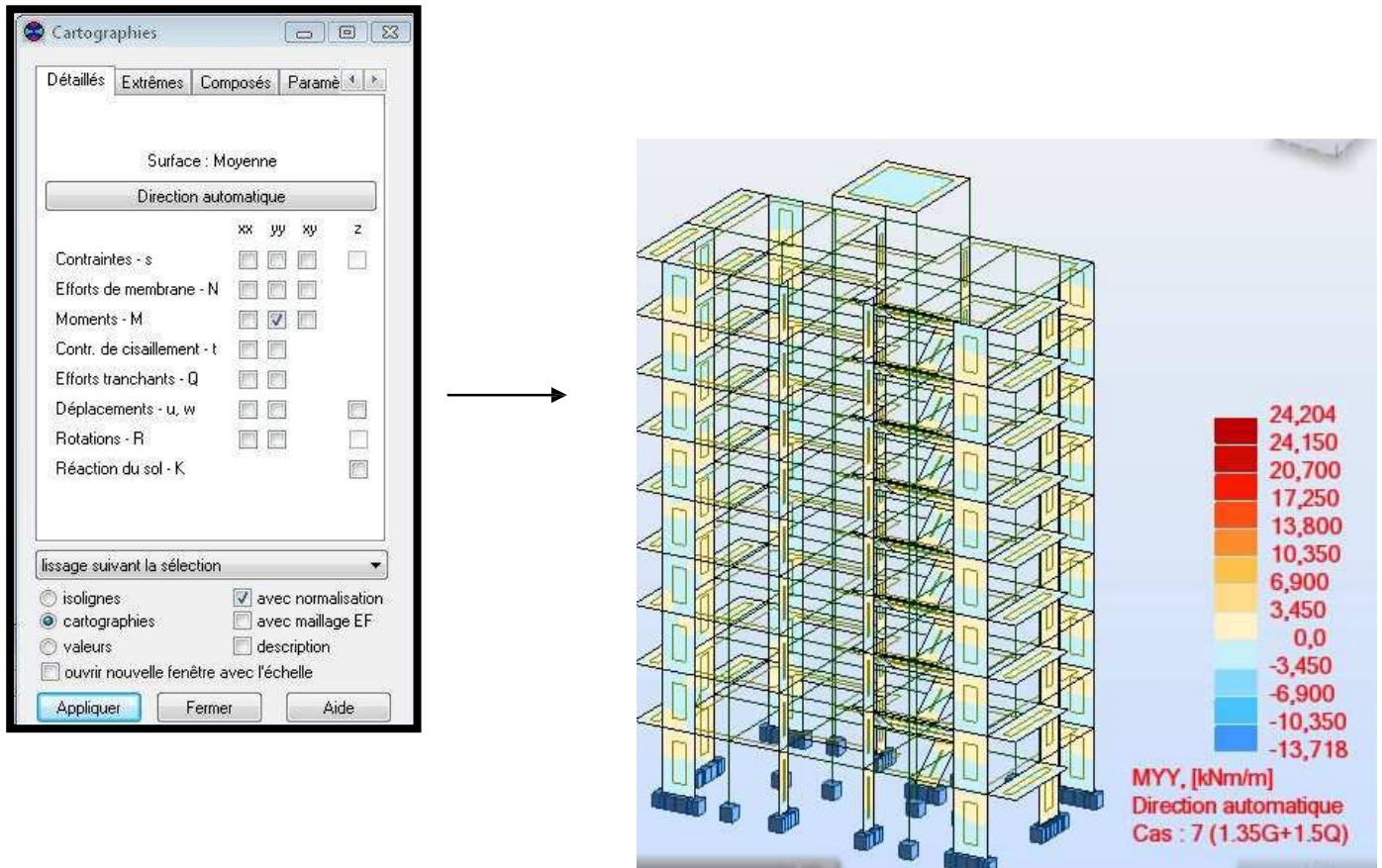


Fig- IV.31 : Affichage de cartographie des voiles.

Affichage de la note de calcul du projet

Dans le menu « analyse », « note de calcul » on choisit simplifiée ou complète : Propriétés du projet:

PROJET FINAL

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 10.835 (m)

Y = 5.648 (m)

Z = 14.728 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 92202146.397 (kg*m²)

I_y = 130436480.426 (kg*m²)

I_z = 74794068.328 (kg*m²)

Masse = 1082087.669 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 10.835 (m)

Y = 5.648 (m)

Z = 14.728 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 92202146.397 (kg*m²)

I_y = 130436480.426 (kg*m²)

I_z = 74794068.328 (kg*m²)

Masse = 1082087.669 (kg)

Description de la structure

Nombre de nœuds:	2692
Nombre de barres:	511
Éléments finis linéiques:	1531
Éléments finis surfaciques:	2134
Éléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	15888
Cas:	15
Combinaisons:	10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

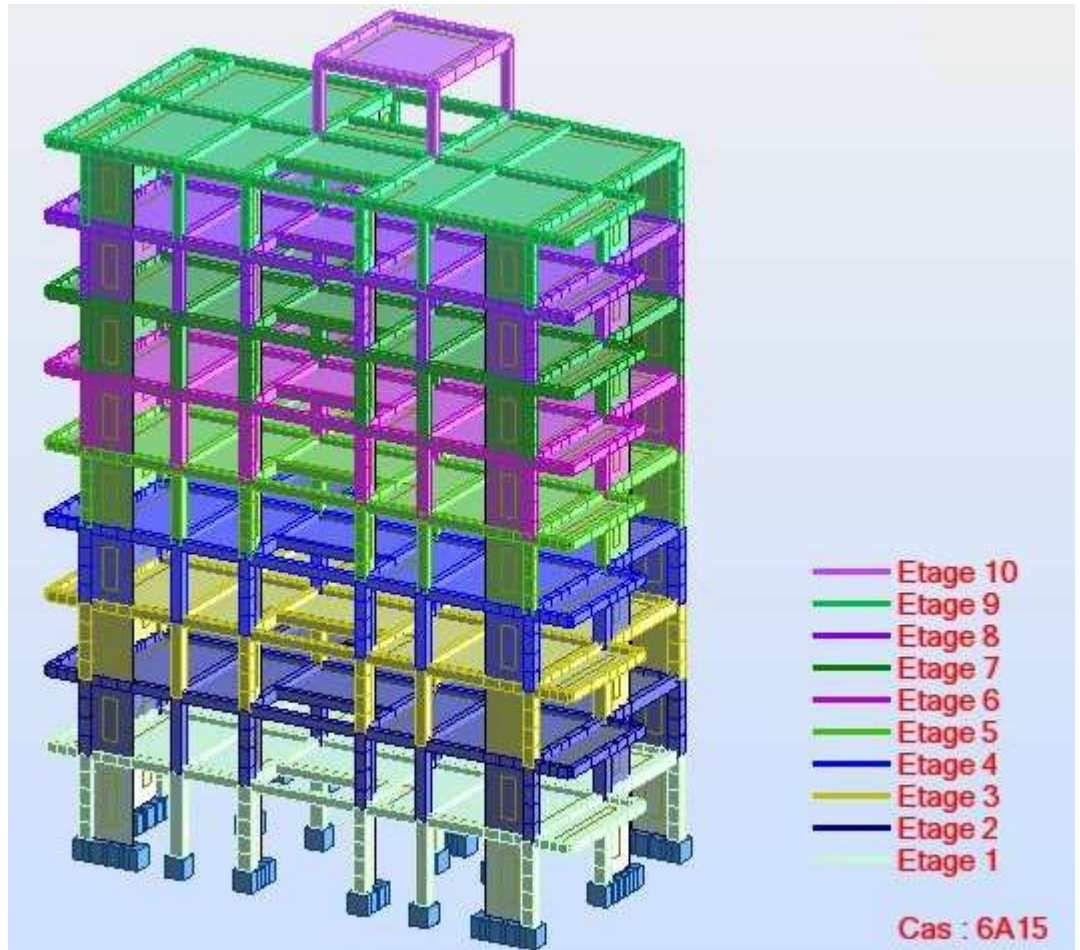
Mode d'analyse : Modal

Chapitre V : exploitation des résultats

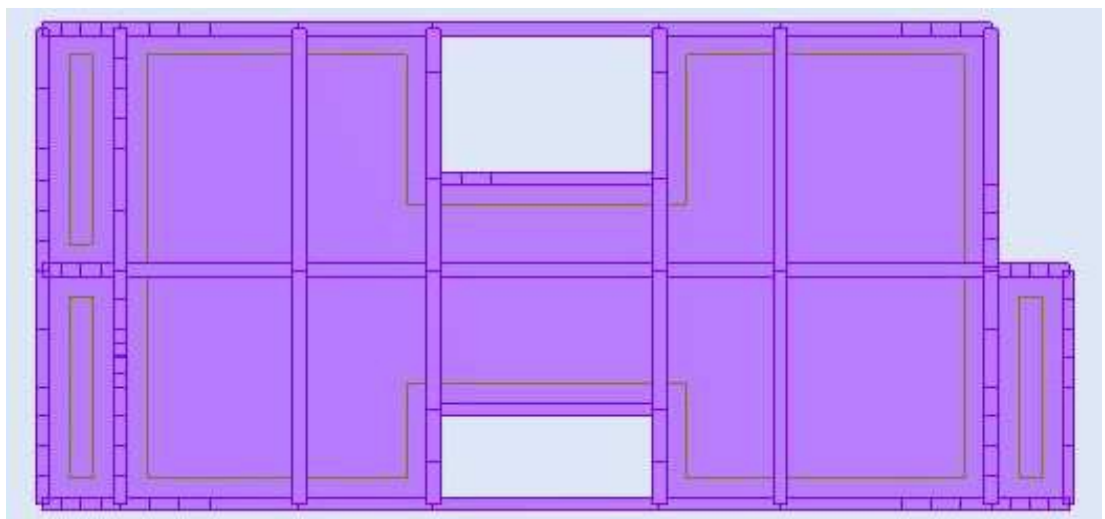
V-1) Introduction :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans ce présent chapitre on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds, les efforts internes et le ferrailage des éléments de la structure).

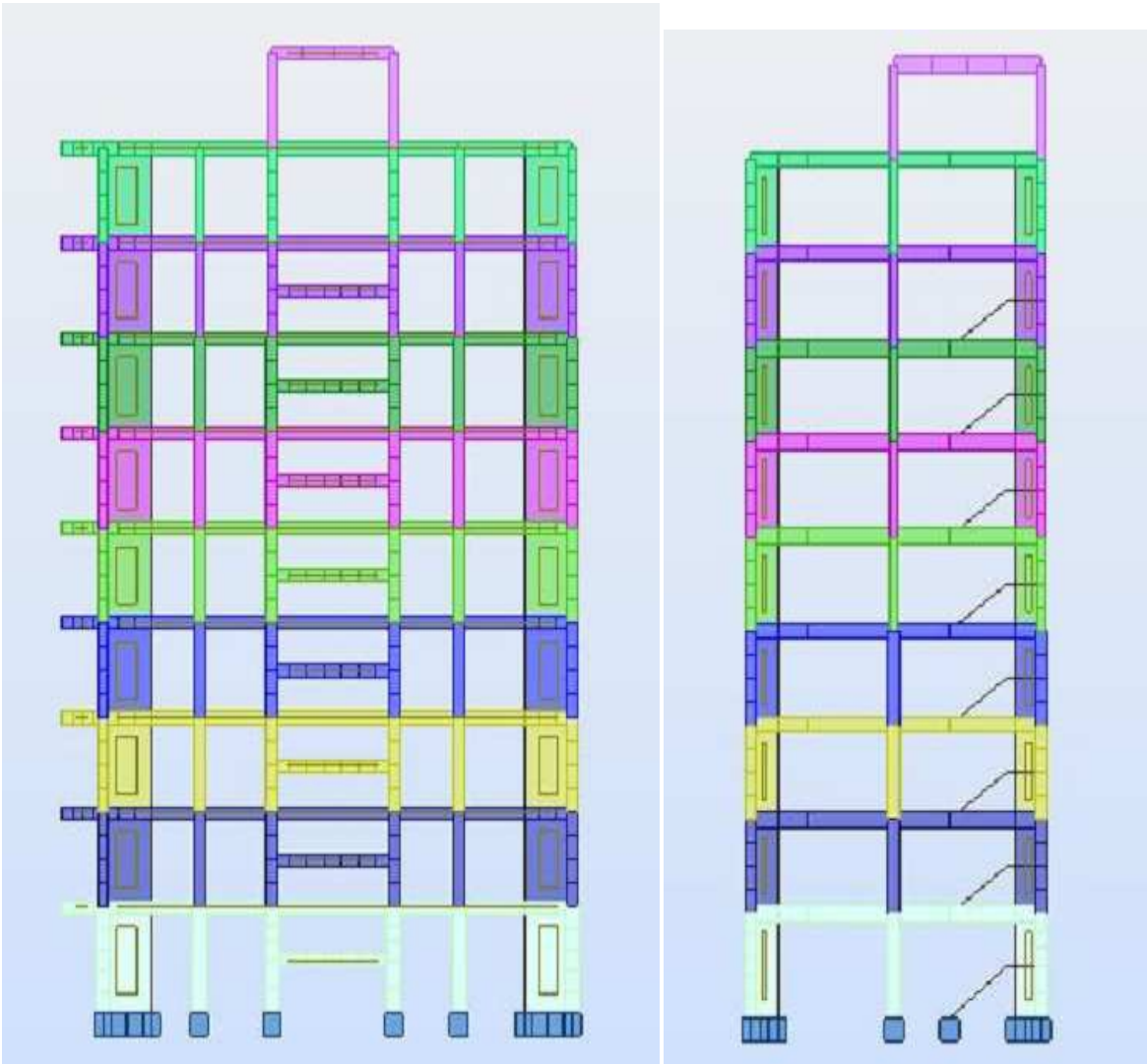
Vue en 3D :




Vue en plan :

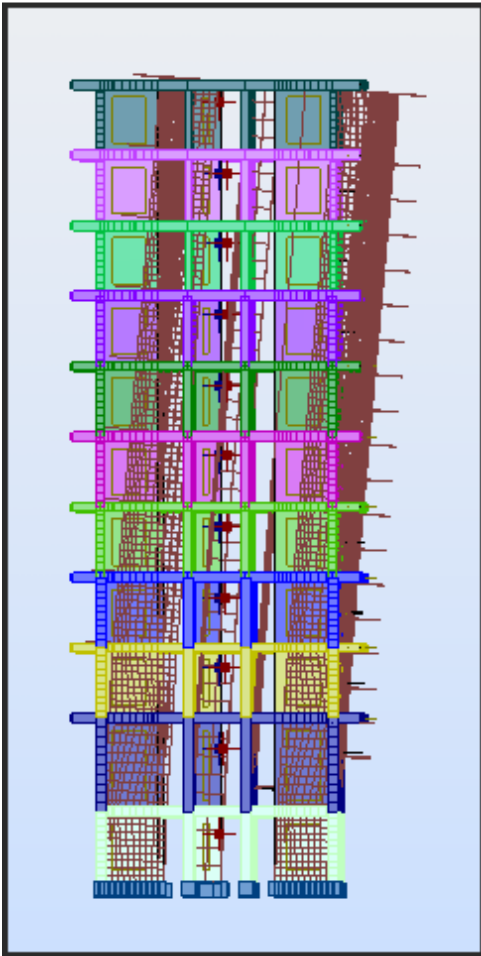



Vue en portique plan XZ : Vue en portique plan YZ

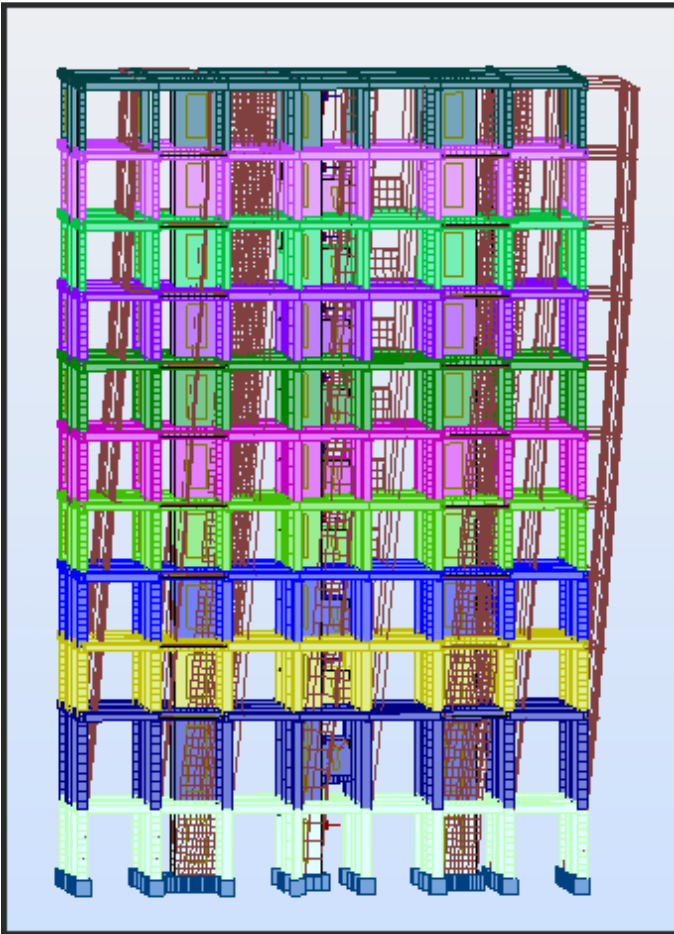


Déplacement et déformation :

 Mode 1 de vibration T=0.55 sec (translation sens Y) :

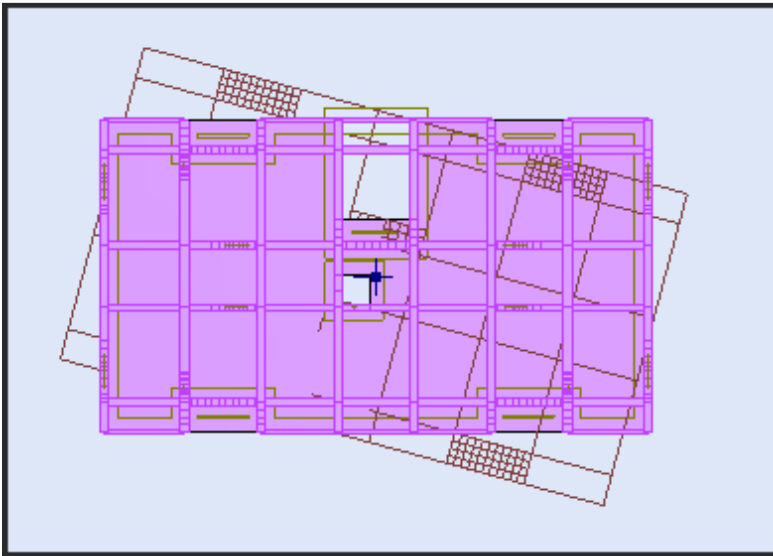


 Mode 2 de vibration $T=0,49$ sec (translation vers X) :





de vibration $T=0,26$ sec (Rotation autour de l'axe Z)



V-2) Hypothèses de la modélisation

- Pas d'interaction entre le sol et la structure (structure spatiale).
- Encastrement parfait de la structure à la base.
- Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides.

V-3) Les résultats

V-3-1) Les périodes de vibration

Elles sont données dans un tableau qui nous permet d'avoir les extrêmes globaux. La période max est de 0.59 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0.053 s pour le 30^{eme} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
MAX	18,878	0,591	96,067	97,296	#ind#	73,845	49,148	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	30	1	30	30	1	1	2	1
MIN	1,691	0,053	73,845	0,640	#ind#	0,000	0,000	#ind#
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	30	1	1	1	24	24	1

Tab V.1 : Extrêmes globaux des périodes de vibration.

La période critique imposée par le (RPA99version 2003 ; art.4.2.4, page45) est comme suit :

$$T_c = C_T . H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (30,94)^{\frac{3}{4}} = 0,656s$$

$$\frac{T}{T_c} < 1,3$$

$$\frac{T}{T_c} = \frac{0,59}{0,656} = 0,899 < 1,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V-3-2) Les déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,892	0,994	0,066	0,001	0,001	0,000
Noeud	1081	1010	1127	1277	411	1083
Cas	4	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)
Mode	CQC		CQC		CQC	
MIN	-0,936	-0,943	-0,277	-0,001	-0,001	-0,000
Noeud	1081	1010	175	2538	411	1083
Cas	9 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	7 (C)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
Mode						

Tab V.2 : Les extrêmes globaux des déplacements.

Note : Les déplacements horizontaux à chaque niveau « i » de la structure sont calculés comme suit :
[Art 4.19 RPA99 version 2003 page 50]

(Coefficient de comportement).

: Déplacement dû aux forces sismiques y compris l'effet de torsion.

Vérification :

D'après [Art 5.10 RPA99 version2003] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

a- Les excentricités théoriques (e_{x0} ; e_{y0}) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	134638,599	10,893 5,612 2,	11,324 5,481 2,	2510321,296	7185203,157	9369938,552	0,431	0,131
1/ 2	121679,455	10,839 5,620 5,	11,328 5,450 5,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170
1/ 3	121679,455	10,839 5,620 8,	11,328 5,450 8,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170
1/ 4	121679,455	10,839 5,620 1	11,328 5,450 1	2196160,289	6514139,381	8481253,629	0,489	0,170
1/ 5	115479,575	10,816 5,625 1	11,329 5,444 1	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
1/ 6	115479,575	10,816 5,625 1	11,329 5,444 1	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
1/ 7	115479,575	10,816 5,625 2	11,329 5,444 2	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
1/ 8	110657,446	10,796 5,630 2	11,332 5,443 2	1954135,533	6018294,577	7775604,354	0,536	0,188
1/ 9	103639,903	10,766 5,348 2	11,441 5,438 2	1806749,443	5989388,555	7615046,599	0,675	0,090
1/ 10	21674,631	11,250 8,265 3	11,250 8,265 3	103386,854	90288,990	173235,347	0,0	0,0
2/ 1	134638,599	10,893 5,612 2,	11,324 5,481 2,	2510321,296	7185203,157	9369938,552	0,431	0,131
2/ 2	121679,455	10,839 5,620 5,	11,328 5,450 5,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170
2/ 3	121679,455	10,839 5,620 8,	11,328 5,450 8,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170
2/ 4	121679,455	10,839 5,620 1	11,328 5,450 1	2196160,289	6514139,381	8481253,629	0,489	0,170
2/ 5	115479,575	10,816 5,625 1	11,329 5,444 1	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
2/ 6	115479,575	10,816 5,625 1	11,329 5,444 1	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
2/ 7	115479,575	10,816 5,625 2	11,329 5,444 2	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181
2/ 8	110657,446	10,796 5,630 2	11,332 5,443 2	1954135,533	6018294,577	7775604,354	0,536	0,188
2/ 9	103639,903	10,766 5,348 2	11,441 5,438 2	1806749,443	5989388,555	7615046,599	0,675	0,090
2/ 10	21674,631	11,250 8,265 3	11,250 8,265 3	103386,854	90288,990	173235,347	0,0	0,0

Tab V.4: Tableau des excentricités théoriques.

b- Les excentricités accidentelles :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A3 29A31 42		22,900	11,080	1,145	0,554
2	Etage 2	4A6 26 41A43		22,900	11,080	1,145	0,554
3	Etage 3	7A9 53A55 21		22,900	11,080	1,145	0,554
4	Etage 4	10A12 65A67		22,900	11,080	1,145	0,554
5	Etage 5	13A15 77A79		22,900	11,080	1,145	0,554
6	Etage 6	16A18 89A91		22,900	11,080	1,145	0,554
7	Etage 7	19A21 101A10		22,900	11,080	1,145	0,554
8	Etage 8	22A24 113A11		22,900	11,080	1,145	0,554
9	Etage 9	25 27 28 125A		22,900	11,080	1,145	0,554
10	Etage 10	130A137 1002		5,050	5,630	0,252	0,282

Tab V.5: Tableau des excentricités accidentelles.

On doit vérifier que :

$$E_x = \max \{0,05 (22,90), 0,675\} > e_{1x}$$

$$E_y = \max \{0,05 (11,080), 0,188\} > e_{1y}$$

$$E_x = \max \{1,145, 0,675\} > 1,09 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$E_y = \max \{0,554, 0,188\} > 0,63 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V-6) Les efforts internes dans les différents éléments :

a) Dans les poutres :

1- Les efforts dans les poutres principales :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	81,082	12,107	154,961	17,181	92,393	8,900
Barre	956	956	809	968	941	962
Noeud	347	347	94	266	312	221
Cas	14 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
MIN	-125,248	-12,099	-190,211	-17,106	-108,470	-8,919
Barre	956	956	965	974	874	962
Noeud	347	347	197	243	363	221
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	7 (C)	9 (C) (CQC)

Tab V.6 : Extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales.

2- Les efforts dans les poutres secondaires :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	81,438	3,301	152,630	7,707	76,259	2,662
Barre	379	480	225	255	225	480
Noeud	12	159	84	91	84	159
Cas	8 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-62,941	-3,488	-151,020	-8,187	-69,669	-2,769
Barre	453	480	243	255	255	480
Noeud	37	159	73	91	91	159
Cas	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Tab V.7 : Extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires.

b) Dans les poteaux :

1-Niveaux RDC:

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1404,358	184,278	236,794	2,551	154,489	136,786
Barre	537	781	513	718	513	922
Noeud	1	42	47	5	47	347
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-14,259	-222,456	-239,760	-2,252	-156,164	-112,960
Barre	902	922	942	922	942	922
Noeud	35	347	38	347	38	347
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

2-Niveaux 1,2 ,3ème étage :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1079,634	174,098	195,967	3,550	130,026	95,993
Barre	539	786	517	722	543	786
Noeud	48	78	83	63	84	78
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	63,331	-149,744	-198,296	-2,738	-129,116	-106,706
Barre	904	786	543	788	944	786
Noeud	37	78	84	95	74	78
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

3-Niveaux 4,5,6ème étage:

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	254,410	60,362	74,707	1,442	43,699	32,602
Barre	507	797	919	733	552	132
Noeud	211	163	141	148	152	20
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-32,168	-54,022	-77,351	-1,209	-42,218	-32,602
Barre	771	797	552	733	919	132
Noeud	32	163	152	148	141	20
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

3-Niveaux 7 ,8ème étage:

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	254,410	60,362	74,707	1,442	43,699	32,602
Barre	507	797	919	733	552	132
Noeud	211	163	141	148	152	20
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-32,168	-54,022	-77,351	-1,209	-42,218	-32,602
Barre	771	797	552	733	919	132
Noeud	32	163	152	148	141	20
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Tab V.8 : Extrêmes globaux des efforts dans les poteaux

Chapitre VI Vérification RPA

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, 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 suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Le déplacement inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ) soit négligé.

I. Spécification pour les poteaux :(Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

• **Pour le poteau RDC de (45x55) cm.cm :** $N_d=1404,35 \text{ kN}$

$$V = \frac{1404,35 \times 10^3}{450 \times 550 \times 25} = 0,22 < 0,30 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Niveaux 1 : (45x45) :** $N_d=1079,63 \text{ kN}$

$$V = \frac{1079,63 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0,21 < 0,30 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Niveaux 2 : (45x45) :** $N_d=917,854 \text{ kN}$

$$V = \frac{917,854 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0,18 < 0,30 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Niveaux 3: (45x45) :** $N_d=802,537 \text{ kN}$

$$V = \frac{802,53 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0,15 < 0,30 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Niveaux 4 : (35x45) : Nd=639,388kN**
 $V = \frac{639,388 \times 10^3}{350 \times 450 \times 25} = 0,16 < 0,30$ \Rightarrow Condition vérifiée
- **Niveaux 5 : (35x45) : Nd=524,577kN**
 $V = \frac{524,577 \times 10^3}{350 \times 450 \times 25} = 0,13 < 0,30$ \Rightarrow Condition vérifiée
- **Niveaux 6: (35x45) : Nd=404,360kN**
 $V = \frac{404,360 \times 10^3}{350 \times 450 \times 25} = 0,10 < 0,30$ \Rightarrow Condition vérifiée
- **Niveaux 7 : (35x35) : Nd=254,410kN**
 $V = \frac{254,410 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,08 < 0,30$ \Rightarrow Condition vérifiée
- **Niveaux 8 : (35x35) : Nd=183,953kN**
 $V = \frac{183,953 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,06 < 0,30$ \Rightarrow Condition vérifiée

2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

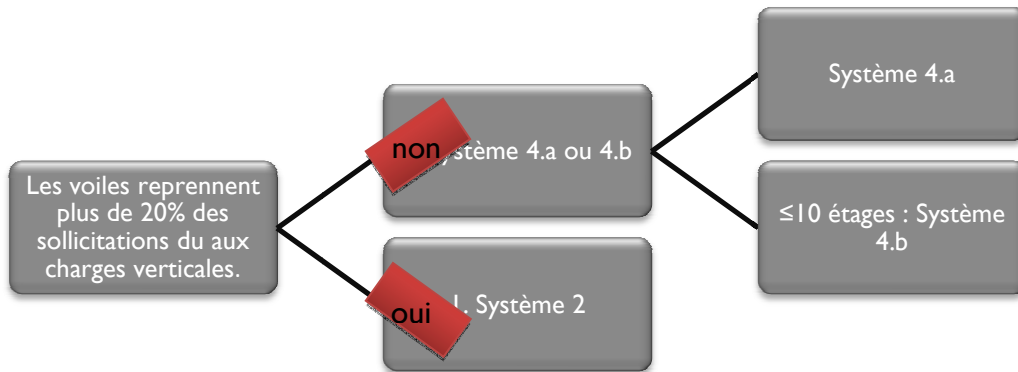
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification

D'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

3. Justification du système de contreventement :

• Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option «mettre sous G → Bouton droit → tableau → étage → effort réduit».

▪ **Charges sismiques totales (efforts tranchants à la base) :**

Sens xx : 1635,045 kN

Sens yy : 1661,309 kN

▪ **Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : 651,264 kN(39,83 %)

Sens yy : 428,606 kN(25,80 %)

▪ **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : 983,781 kN(60,17 %)

Sens yy : 1232,703 kN(74,20 %)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

4. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ROBOT} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

V_{ROBOT} : effort tranchant à la base obtenue par le ROBOT.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

A. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

▪ **A = 0,15** (coefficient d'accélération de zone : zone II_a, groupe 2).

▪ **R = 3.5**(valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

▪ **W = 22453,4752 kN**(poids total de la structure).

▪ **D** : facteur d'amplification dynamique.

▪ **Q** : facteur de qualité.

• **Calcul de Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

▪ La régularité en plan et en élévation.

▪ La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

▪ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

▪ **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

⇒

Condition vérifiée

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : 1,5/ 22,90 = 0.0655 < 0.25

⇒

Condition vérifiée

Sens y-y : (5,15)/11,6= 0.44 > 0.25

⇒

Condition non vérifiée

La régularité en plan n'est pas vérifiée : $P_{1x} = 0$; $P_{1y} = 0,05$

▪ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmette directement à la fondation.

⇒ Condition vérifiée

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

⇒ Condition vérifiée

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul

⇒ Condition vérifiée

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : $4,7/2,7 = 1,74 > 1,5$ ⇒ Condition non vérifiée

Sens y-y : il existe 2 travée ⇒ Condition non vérifiée

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0,05$; $P_{y3} = 0,05$

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : $4,7/2,7 = 1,74 > 1,5$ ⇒ Condition non vérifiée

$5,05 / 2,7 = 1,87 > 1,5$ ⇒ Condition non vérifiée

$5,05 / 3 = 1,68 > 1,5$ ⇒ Condition non vérifiée

Sens y-y : il ya seulement 2 files de portiques ⇒ Condition non vérifiée

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0,05$; $P_{y3} = 0,05$

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**.

$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx :

Critère q	Pénalité p _q
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,10$$

Sens yy :

Critère q	Pénalité p _q
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,15$$

Conclusion :

$$Q_x = 1,10 \text{ et } Q_y = 1,15$$

• **Facteur d'amplification dynamique :**

Période donné par le ROBOT est :

$$T_{\text{etabs}} = 0,594 \text{ s (mode 1)}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0,559 \text{ s (mode 2)}$$

Période donnée par les formules empiriques est :

$$T = \text{Min} \{ 0,09 h_n / \sqrt{L} ; C_T (h_n)^{3/4} \}$$

Avec :

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à au dernier niveau <<n>>. h=30,94m

C_T : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) $\rightarrow C_T = 0.05$

Sens xx : $T = \min \{0,581 ; 0,655\} = 0,581 \text{ s}$

Sens yy : $T = \min \{0,817 ; 0,655\} = 0,655 \text{ s}$

• **Calcul de des facteurs d'amplifications dynamiques moyens D :**

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

“ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{ROBOT} < T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$
$T \text{ empirique} < T_{ROBOT} < 1,3 T \text{ empirique}$	$T = T_{ROBOT}$
$1,3 T \text{ empirique} < T_{ROBOT}$	$T = 1,3 T \text{ empirique}$

Sens xx :

$$1,3 \times 0,581 = 0,755 \text{ s} > 0,661 \text{ s} \longrightarrow \text{Donc } T = 0,755 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad (4.2 \text{ RPA } 99 \text{ VERSION } 2003)$$

Avec

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,763 \geq 0,7$$

$$D = 2,5 \times 0,763 \left(0,5 / 0,755 \right)^{\frac{2}{3}} = 1,449$$

Sens yy :

$$1,3 \times 0,655 = 0,851 \text{ s} > 0,626 \text{ s} \longrightarrow \text{Donc } T = 0,851 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad (4.2 \text{ RPA } 99 \text{ VERSION } 2003)$$

$$D = 2,5 \times 0,763 \left(0,5 / 0,851 \right)^{\frac{2}{3}} = 1,33$$

Application numérique

$$\text{Sens xx : } V_{mse} = \frac{0,15 \times 1,449 \times 1,10}{3,5} \times 22453,47 = 1533,79 \text{ kN}$$

$$\text{Sens yy : } V_{mse} = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,15}{3,5} \times 22453,47 = 1471,82 \text{ kN}$$

B. Effort tranchant à la base obtenue par le ROBOT :

Pour cela on sélectionne les éléments de la base \Rightarrow bouton droit \Rightarrow étage \Rightarrow efforts réduits \Rightarrow Choisir la combinaison sismique « E » .

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme efforts	-70,181	-1559,261	-25388,595	-170238,503	274719,674	-19264,691
Vérification	-140,362	-3118,510	-0,009	-59006,431	-2618,336	-38529,036
Précision	-1,41858e-001	-2,56661e+000				
Cas	12 - 0.8G+EX					
Mode						
Somme totale	1689,468	325,045	25894,362	108,914	1317,304	22,034
Somme réactions	1686,564	70,181	17410,633	97755,175	-157720,043	9586,148
Somme efforts	1686,561	70,181	-17410,634	-95138,869	222669,400	9586,130
Vérification	3373,124	140,363	-0,001	2616,306	64949,358	19172,278
Précision	8,75418e-002	2,56661e+000				
Cas	13 - 0.8G-EX					
Mode						
Somme totale	-1689,468	-325,045	8926,896	-66,418	-1301,292	-22,674
Somme réactions	-1686,564	-70,181	17410,625	95138,828	-222669,303	-9586,140
Somme efforts	-1686,561	-70,181	-17410,634	-97755,233	157719,909	-9586,130
Vérification	-3373,124	-140,363	-0,008	-2616,405	-64949,394	-19172,270
Précision	-8,59183e-002	-2,56661e+000				
Cas	14 - 0.8G+EY					
Mode						
Somme totale	661,916	1789,375	26506,118	910,795	395,416	29,796
Somme réactions	70,180	1559,249	17410,631	125950,137	-188885,526	19264,356
Somme efforts	70,181	1559,261	-17410,634	-66943,828	191503,816	19264,691
Vérification	140,362	3118,510	-0,003	59006,309	2618,291	38529,046
Précision	1,44201e-001	2,56661e+000				
Cas	15 - 0.8G-EY					
Mode						
Somme totale	-661,916	-1789,375	8315,140	-868,299	-379,404	-30,436
Somme réactions	-70,180	-1559,249	17410,627	66943,867	-191503,819	-19264,348
Somme efforts	-70,181	-1559,261	-17410,634	-125950,274	188885,493	-19264,691
Vérification	-140,362	-3118,510	-0,007	-59006,408	-2618,327	-38529,038
Précision	-1,42578e-001	-2,56661e+000				

Les efforts tranchants à la base sont donnés par les colonnes :

- Global FX : dans le sens xx $\implies V_{ROBOT} = 1689,468 \text{ kN}$
- Global FY : dans le sens yy $\implies V_{ROBOT} = 1789,375 \text{ kN}$

C. Vérification :

Sens xx : $V_{ROBOT} = 1689,468 \text{ kN} > 80\% V_{mse} = 1227,03 \text{ kN} \implies$ Condition non vérifiée

Sens yy : $V_{ROBOT} = 1789,375 \text{ kN} > 80\% V_{mse} = 1177,45 \text{ kN} \implies$ Condition non vérifiée

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

5. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

- **Calcul des déplacements :** RPA article (4.34)

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Cas/Etage	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [kgm2]	ly [kgm2]	lz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	134638,599	10,893 5,612 2,	11,324 5,481 2,	2510321,296	7185203,157	9369938,552	0,431	0,131	1,145	0,554
4/ 2	121679,455	10,839 5,620 5,	11,328 5,450 5,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170	1,145	0,554
4/ 3	121679,455	10,839 5,620 8,	11,328 5,450 8,	2196184,713	6514139,381	8481278,053	0,489	0,170	1,145	0,554
4/ 4	121679,455	10,839 5,620 1,	11,328 5,450 1,	2196160,289	6514139,381	8481253,629	0,489	0,170	1,145	0,554
4/ 5	115479,575	10,816 5,625 1,	11,329 5,444 1,	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181	1,145	0,554
4/ 6	115479,575	10,816 5,625 1,	11,329 5,444 1,	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181	1,145	0,554
4/ 7	115479,575	10,816 5,625 2,	11,329 5,444 2,	2060249,623	6235372,669	8084323,384	0,513	0,181	1,145	0,554
4/ 8	110657,446	10,796 5,630 2,	11,332 5,443 2,	1954135,533	6018294,577	7775604,354	0,536	0,188	1,145	0,554
4/ 9	103639,903	10,766 5,348 2,	11,441 5,438 2,	1806749,443	5989388,555	7615046,599	0,675	0,090	1,145	0,554
4/ 10	25230,507	11,250 8,265 3	11,250 8,265 3	112993,487	98060,080	190184,847	0,000	0,000	0,252	0,282

• **Conclusion**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

6. Nombre de modes à considérer :

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

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

Cas/Mode	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	0,594	73,596	0,726	#ind#	73,596	0,726	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 2	0,559	74,674	50,038	#ind#	1,078	49,312	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 3	0,397	74,674	75,387	#ind#	0,000	25,348	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 4	0,219	82,639	75,763	#ind#	7,965	0,376	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 5	0,206	83,165	82,377	#ind#	0,525	6,614	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 6	0,173	86,266	83,364	#ind#	3,101	0,987	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 7	0,169	88,222	85,499	#ind#	1,956	2,135	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 8	0,136	88,226	88,433	#ind#	0,004	2,934	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 9	0,129	88,236	91,377	#ind#	0,010	2,944	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 10	0,106	92,563	91,516	#ind#	4,326	0,139	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 11	0,100	92,902	93,534	#ind#	0,339	2,018	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 12	0,091	92,903	93,535	#ind#	0,002	0,001	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 13	0,088	93,045	93,535	#ind#	0,142	0,000	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 14	0,085	93,048	93,556	#ind#	0,003	0,021	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 15	0,083	93,469	93,591	#ind#	0,421	0,035	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 16	0,078	93,469	93,619	#ind#	0,000	0,028	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 17	0,076	93,470	95,065	#ind#	0,001	1,446	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 18	0,074	93,544	95,066	#ind#	0,074	0,001	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 19	0,070	93,544	95,066	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 20	0,067	93,826	96,110	#ind#	0,282	1,044	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 21	0,067	93,840	96,202	#ind#	0,014	0,092	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 22	0,065	95,981	96,335	#ind#	2,141	0,132	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 23	0,065	96,069	96,337	#ind#	0,088	0,002	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 24	0,056	96,069	96,337	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 25	0,055	96,069	96,446	#ind#	0,000	0,109	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 26	0,055	96,069	96,446	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 27	0,055	96,070	97,086	#ind#	0,000	0,640	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 28	0,054	96,071	97,087	#ind#	0,001	0,001	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 29	0,053	96,071	97,087	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
3/ 30	0,053	96,076	97,302	#ind#	0,005	0,214	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
4/ 1	0,594	73,596	0,726	#ind#	73,596	0,726	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
4/ 2	0,559	74,674	50,038	#ind#	1,078	49,312	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
4/ 3	0,397	74,674	75,387	#ind#	0,000	25,348	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0
4/ 4	0,219	82,639	75,763	#ind#	7,965	0,376	#ind#	3351765,722	3351765,722	0,0

7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k». $V_k = \sum_{i=k}^n F_k$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1». (voir le paragraphe 4.43 calcul de Δ_k (RPA 99).

H_k : hauteur d'étage «k».

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		\square_k (m)	$V_k \times H_k$	\square_x	\square_k (m)	$V_k \times H_k$	\square_y
1	37877,59	0,0025	10821,008	0,0088	0,0021	11277,992	0,0071
2	32717,76	0,0039	9597,079	0,0133	0,0039	9996,551	0,0128
3	28576,71	0,0056	9136,967	0,0175	0,0046	9516,097	0,0138
4	24359,18	0,0063	8514,079	0,0180	0,0060	8869,855	0,0165
5	20249,76	0,0070	7707,995	0,0184	0,0067	8045,938	0,0169
6	16207,36	0,0067	6723,966	0,0161	0,0067	7042,956	0,0154
7	12157,97	0,0067	5530,261	0,0147	0,0067	5820,340	0,0140
8	8319,48	0,0060	4173,278	0,0120	0,0063	4418,310	0,0119
9	4309,95	0,0063	2391,810	0,0114	0,0060	2558,176	0,0101

Conclusion : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

8. Conclusion :

Après vérifications on opte pour des sections de poteaux suivantes :

Niveau	Section (cmxcm)
R.D.C	45x55
1 ^{er} au 3 ^{ème}	45x45
4 ^{ème} au 6 ^{ème}	45x35
7 ^{ème} au 8 ^{ème}	35x35

- Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VII : Ferrailage des poutres

Introduction :

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU (1,35G+1,5Q), accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

1. Recommandations du RPA :

- **Pourcentage total minimum :**
 $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.
 - Poutres principales et secondaires P(30 x 35): $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$
 - Poutres de chainages PCH(25 x 30) : $A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$
- **Pourcentage total maximum :**
 - $A_{\max} = 4\% (bxh)$ → En zone courante,
 - $A_{\max} = 6\% (bxh)$ → En zone de recouvrement.

Poutres principales et secondaires P(30 x 35) :

Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Poutres de chainages PCH(25 x 30) :

Zone courante : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$

2. Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- Ast: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- Ac : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit « μ »**

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

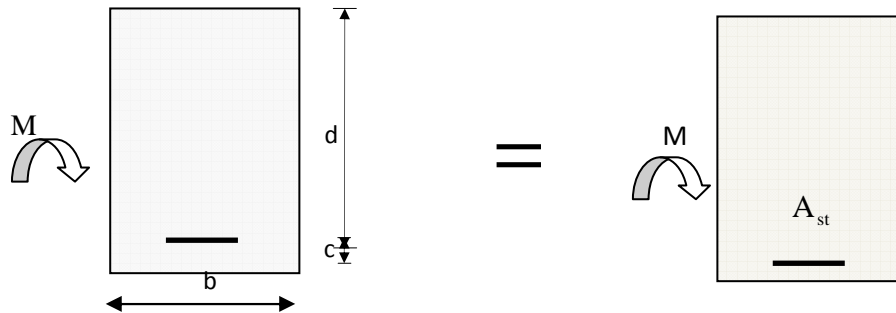
- **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :**

- **1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)**

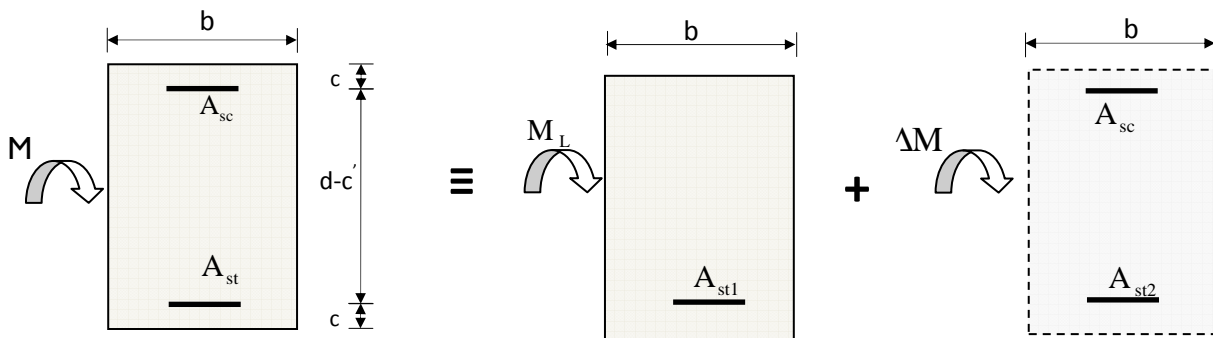
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

- **2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)**

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



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

- **M_{elu}** : Moment max à l'ELU
- **M_{sa}** : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x50) : niveaux 1 ET 9, appuis 3

$$M = 93,47 \text{ kNm}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{93,47 \times 10^6}{300 \times 470^2 \times 14,2} = 0,1 > \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow S.D.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,1 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sup} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{93,47 \times 10^4}{0,983 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 5,81 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sup} \text{ adoptée} &= 2 \times 3 \text{HA}12 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2} \\ A_{inf} \text{ adopté} &= 2 \times 3 \text{HA}12 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

$$A_{tot} = \mathbf{13,56 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$

CHAPITRE VII : Ferrailages des poutres

A. Ferrailage des poutres principales ; File -2- :
Niveau 1 et 9 :

Niveau	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As (cm ²)	Amax (cm ²)	ferrailage adoptée	
													filantes	chapeaux
I et IX	1	Sup	Cou	93,47	300	470	14,2	348	0,1	0,975	5,86	5,9	2X3HA12	3HA12
			Acc	68,28	300	470	21,7	400	0,05	0,988	3,68			
		Inf	Cou	0	300	470	14,2	348	0	1,000	0			
			Acc	0	300	470	21,7	400	0	1,000	0			
	1 2	Sup	Cou	0	300	470	14,2	348	0	1,000	0	0		
			Acc	0	300	470	21,7	400	0	1,000	0			
		Inf	Cou	46,74	300	470	14,2	348	0,05	0,987	2,89	2,9		
			Acc	34,14	300	470	21,7	400	0,02	0,994	1,83			
	2	Sup	Cou	99,75	300	470	14,2	348	0,11	0,973	6,27	6,3		3HA12
			Acc	72,86	300	470	21,7	400	0,05	0,987	3,93			
		Inf	Cou	0	300	470	14,2	348	0	1,000	0			
			Acc	0	300	470	21,7	400	0	1,000	0			
	2 3	Sup	Cou	0	300	470	14,2	348	0	1,000	0	0		
			Acc	0	300	470	21,7	400	0	1,000	0			
		Inf	Cou	49,88	300	470	14,2	348	0,05	0,987	3,09	3,1		
			Acc	36,43	300	470	21,7	400	0,03	0,994	1,95			
3	Sup	Cou	99,75	300	470	14,2	348	0,11	0,973	6,27	6,3	3HA12		
		Acc	68,28	300	470	21,7	400	0,05	0,988	3,68				
	Inf	Cou	0	300	470	14,2	348	0	1,000	0				
		Acc	0	300	470	21,7	400	0	1,000	0				

Niveau 2 à 8 :

Niveau	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As (cm ²)	Amax (cm ²)	ferrailage adoptée	
													filantes	chapeaux
II à VIII	10	Sup	Cou	96,81	300	420	14,2	348	0,13	0,967	6,85	6,9	2X3HA14+1HA12	3HA12
			Acc	70,27	300	420	21,7	400	0,06	0,984	4,25			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	10 9	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	48,41	300	420	14,2	348	0,06	0,984	3,37	3,4		
			Acc	35,13	300	420	21,7	400	0,03	0,992	2,11			
	9	Sup	Cou	103,3	300	420	14,2	348	0,14	0,964	7,33	7,3		3HA12
			Acc	74,99	300	420	21,7	400	0,07	0,983	4,54			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	9 8	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0,0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	51,66	300	420	14,2	348	0,07	0,983	3,6	3,6		
			Acc	37,49	300	420	21,7	400	0,03	0,992	2,25			
8	Sup	Cou	103,3	300	420	14,2	348	0,14	0,964	7,33	7,3	3HA12		
		Acc	74,99	300	420	21,7	400	0,07	0,983	4,54				
	Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				

A. des poutres secondaires ;File -B- :Niveau 1 à 9 :

CHAPITRE VII : Ferrailages des poutres

Niveau	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée		
											(cm ²)		filantes	chapeaux	
I à IX	1	Sup	Cou	5,299	300	370	14,2	348	0,01	0,998	0,41		0,4	2X3HA12	3HA12
			Acc	3,925	300	370	21,7	400	0	0,999	0,27				
		Inf	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
	1 2	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
		Inf	Cou	2,649	300	370	14,2	348	0	0,999	0,21		0,2		
			Acc	1,962	300	370	21,7	400	0	0,999	0,13				
	2	Sup	Cou	5,299	300	370	14,2	348	0,01	0,998	0,41		0,4		
			Acc	3,925	300	370	21,7	400	0	0,999	0,27				
		Inf	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
	2 3	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
		Inf	Cou	1,49	300	370	14,2	348	0	0,999	0,12		0,1		
			Acc	1,104	300	370	21,7	400	0	1,000	0,07				
	3	Sup	Cou	8,445	300	370	14,2	348	0,01	0,996	0,66		0,7		
			Acc	6,256	300	370	21,7	400	0,01	0,998	0,42				
		Inf	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
	3 4	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
		Inf	Cou	4,223	300	370	14,2	348	0,01	0,998	0,33		0,3		
			Acc	3,128	300	370	21,7	400	0	0,999	0,21				
4	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0			
		Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0					
	Inf	Cou	8,445	300	370	14,2	348	0,01	0,996	0,66		0,7			
		Acc	6,256	300	370	21,7	400	0,01	0,998	0,42					
4 5	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0		0			
		Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0					
	Inf	Cou	1,207	300	370	14,2	348	0	0,999	0,09		0,1			
		Acc	0,894	300	370	21,7	400	0	1,000	0,06					
5	Sup	Cou	7,315	300	370	14,2	348	0,01	0,997	0,57		0,6			
		Acc	5,414	300	370	21,7	400	0,01	0,998	0,37					

		Inf	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0	0		
			Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0			
5 6	Sup	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0	0			
		Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				
	Inf	Cou	3,658	300	370	14,2	348	0,01	0,998	0,28	0,3			
		Acc	2,709	300	370	21,7	400	0	0,999	0,18				
6	Sup	Cou	7,315	300	370	14,2	348	0,01	0,997	0,57	0,6	3HA12		
		Acc	5,419	300	370	21,7	400	0,01	0,998	0,37				
	Inf	Cou	0	300	370	14,2	348	0	1,000	0	0			
		Acc	0	300	370	21,7	400	0	1,000	0				

4. Vérifications des poutres à l'ELU :

4.1. Vérification de la condition de non fragilité :

(Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

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

- Poutres principales et secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 0,30 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 0,017 \text{ cm}^2$$

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

⇒ Condition de non fragilité est vérifiée.

4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant

(Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99)

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

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

Avec

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

- Pour les poutres principales et secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{110 \times 10^3}{300 \times 470} = 0,78 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les contraintes sont vérifiées.

4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :
(Art A.5.1,211/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales et secondaires :

$$T_u = 110 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,47 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 846 \text{ kN}$$

\Rightarrow Les contraintes sont vérifiées.

4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

- **Poutres principales (PP) :**

$$A_{st} \text{ min à ancrer} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{90,901 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,61 \text{ cm}^2;$$

$A_{st} \text{ adopté} = 2 \times 3 \text{ HA}12 = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Poutres secondaires (PS) :**

$$A_{st} \text{ min à ancrer} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{36,986 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,06 \text{ cm}^2;$$

$A_{st} \text{ adopté} = 2 \times 3 \text{ HA}12 = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/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 $0,9 \cdot V_u \cdot d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{u\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$\text{Donc : } A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{l}{f_{su}}$$

- **Poutres principales(PP) :**

$$A_{st_{\min \text{ à ancrer}}} = \left(110 - \frac{93,47}{0,9 \times 0,47} \right) \times \frac{1}{348} = -0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{\text{adopté}}} = 3,39 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (PS) :**

$$A_{st_{\min \text{ à ancrer}}} = \left(31,74 - \frac{7,36}{0,9 \times 0,37} \right) \times \frac{1}{348} = -0,027 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{\text{adopté}}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.5. Entrainement des barres : (Art A.6.1 ,3/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier que :

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

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}; \quad \text{avec} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

- **Poutres principales PP: 2X3HA12** \longrightarrow $U_i = 22,60 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{110 \times 10}{0,9 \times 30 \times 11,30} = 3,13 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires PS: 2X3HA12** \longrightarrow $U_i = 22,60 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{31,74 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 11,30} = 0,96 \text{ Mpa} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.6. Longueur de scellement droit (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 puisse être repris.

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

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

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}; \quad \text{on prend} \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

Pour ϕ 14 : $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour ϕ 12 : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour ϕ 10 : $L_s = 40\text{cm}$

Les règles BAEL91 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 $L_c = 0,4 \times 50 = 20\text{ cm}$, $L_c = 20\text{ cm}$.

Pour ϕ 14 : $L_c = 20\text{cm}$.

Pour ϕ 12 : $L_c = 20\text{cm}$.

Pour ϕ 10 : $L_c = 20\text{cm}$.

5. Calcul des armatures transversales :

5.1. Poutres principales :

▪ Calcul des espacements

$$\text{Zone nodale (appuis)} : S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \text{ donc } S_t \leq \min \{8,75 ; 12\}$$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

$$\text{Zone courante (travée)} : S'_t \leq \frac{h}{2} \text{ donc } S'_t \leq 17,5\text{ cm}$$

Soit : $S'_t = 15\text{ cm}$

▪ Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 10 ; 30\} = 10\text{mm.}$$

ϕ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\phi_t = 8\text{mm}$)

La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,72\text{cm}^2$$

Donc nous adoptons **4 HA 8 = 2,01 cm²**.

5.2. Poutres secondaires :

▪ Calcul des espacements :

$$\text{Zone nodale (appuis)} : S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}; \text{ donc } S_t \leq \min \{8,75 ; 12\}$$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

$$\text{Zone courante (travée)} : S'_t \leq \frac{h}{2} \text{ donc } S'_t \leq 17,50\text{cm}$$

Soit : $S'_t = 15\text{cm}$

▪ Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10; 10; 30\} = 10\text{mm.}$$

ϕ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\phi_t = 8\text{mm}$)

La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,72\text{cm}^2$$

Donc nous adoptons **4 HA 8 = 2,01 cm²**.

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

5.3. Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

6. Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

6.1. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

6.2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$.

Contrainte admissible du béton: $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}. \text{ Avec } k= 1/k_1; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

σ_s : la contrainte dans l'acier ; A : armatures adoptées à l'ELU

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

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

▪ **Poutres principales PP :**

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrailles adoptées.

Niveaux	Moments max à ELS	Ferrailage (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obse
8	40,46	10,18	1,044	0,858	20,21	142,53	7.20	348	15	cv
7	41,31	10,18	1,044	0,858	20,21	145,52	7.20	348	15	cv

▪ **Poutre secondaires PS :**

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrailles adoptées.

Tous les moments à ELS sont inférieurs à M_r alors la condition est vérifiée

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

6.3. Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec

A_s : Section adoptée en travée

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max en travée à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{max} l^2 / 8$).

▪ **Poutres principales**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0,08 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{360} = 0,08 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,88}{10 \times 40,47} = 0,076 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} .$$

⇒ Condition vérifiée

⇒ LES Conditions sont vérifiées

▪ **Poutres secondaires**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0,087 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} .$$

⇒ Condition vérifiée

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,087 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7,29}{10 \times 11,04} = 0,066 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} .$$

⇒ Condition vérifiée

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} .$$

⇒ Condition vérifiée

⇒ LES Conditions sont vérifiées

6.4. Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

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

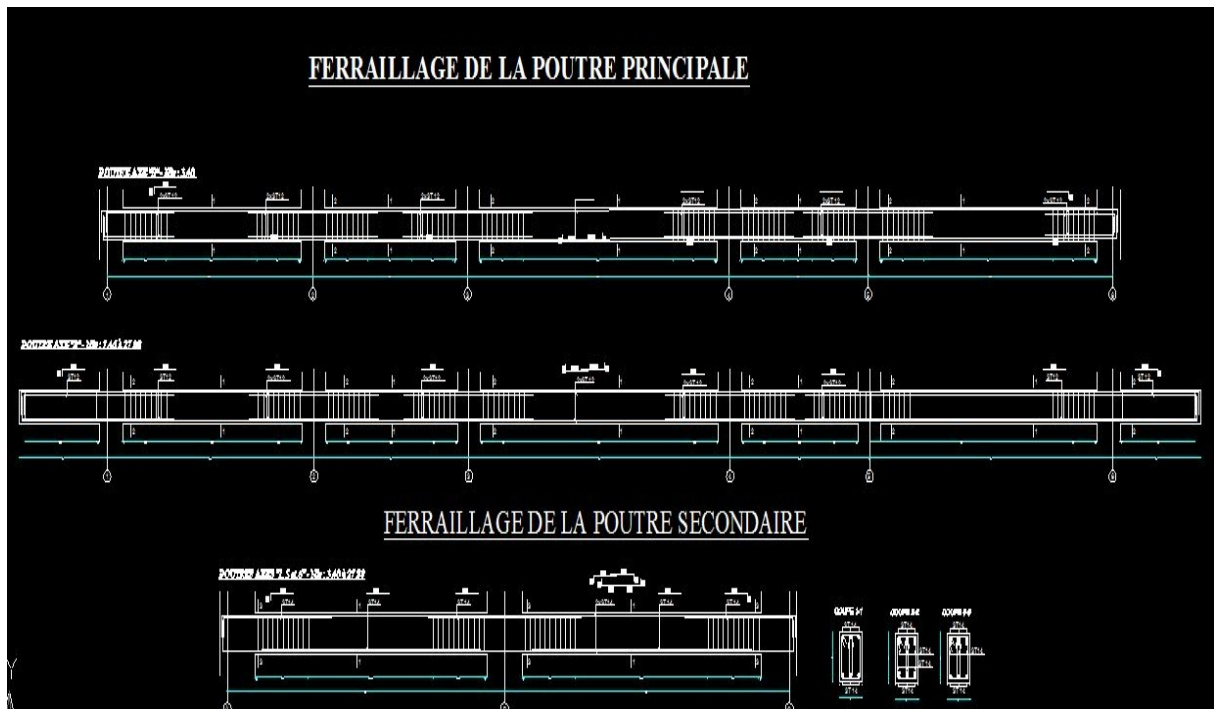
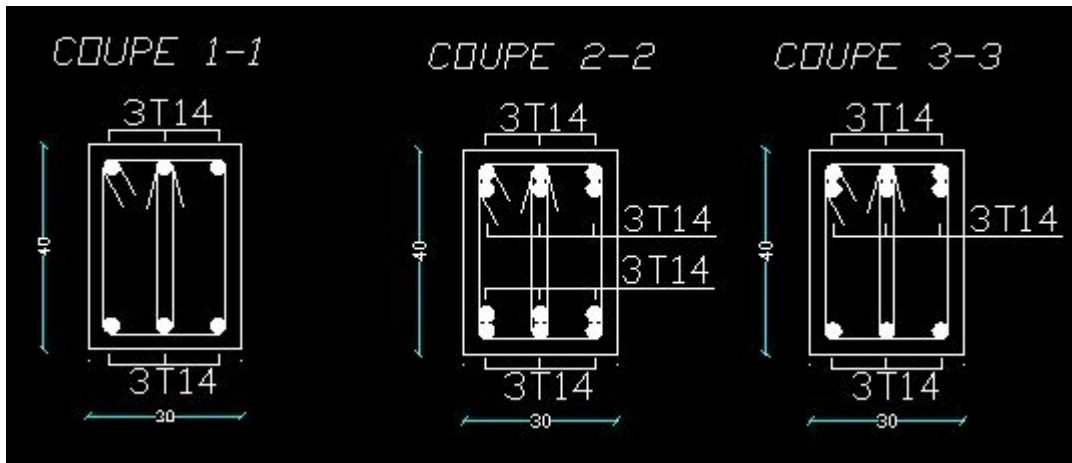
À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une

distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Plan de ferrailage des poutres



Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

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

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

VIII.1 Recommandations du RPA : (zone IIa)

A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, 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 25 cm.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement
- Pourcentage total minimum :
Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0,8 % de la section du béton ($0,8\% \times b \times h$) :
 - Poteau (50x50) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 55 = 19,8\text{cm}^2$
 - Poteau (45x45) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$
 - Poteau (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 45 = 12,6\text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$
 - Pourcentage total maximum :
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

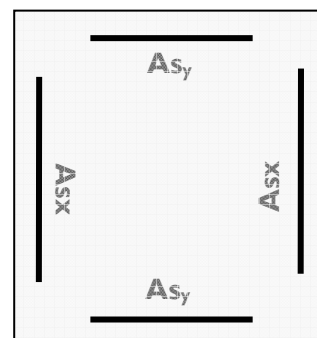
Zone courante sera de $4\% \times b \times h$

 - Poteau (50x50) : $A_{max}=0,04 \times 45 \times 55 = 99\text{cm}^2$
 - Poteau (45x45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
 - Poteau (40x40) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de $6\% \times b \times h$

 - Poteau (50x50) : $A_{max}=0,06 \times 45 \times 55 = 148,5\text{cm}^2$
 - Poteau (45x45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
 - Poteau (40x40) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94,5\text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

- Conventions :
- Efforts normaux :
 - $N > 0$: compression
 - $N < 0$: traction



VIII.2 Ferrailage :

A_{s_x} : armatures dans le sens xx.
 A_{s_y} : armatures suivant le sens yy.

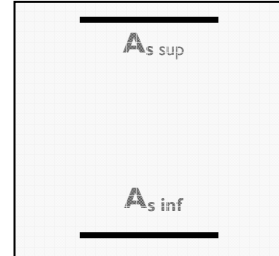
1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

A. Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u\right) = 0. \end{cases}$$



B. Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad (A)$$

Avec

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

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_l \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_l = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

C. Section entièrement comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$$Nu(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \quad (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{Nu - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

Ferrailage des poteaux :

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
8	35 x 35	xx	Cou	1	157,8	0,085	SPC	0	-2,463592	Amin=9,8cm2
				2	37,62	0,113	SPC	0	-0,587544	
				3	95,53	1,414	SPC	0	-1,375215	
			Acc	1	144,2	5,597	SPC	0	-1,515824	
				2	-32,17	16,23	SPC	0	1,743552	
				3	113,2	21,51	SPC	0	0,226253	
		yy	Cou	1	184	31,64	SPC	0	0,295448	4HA14 + 4HA12 (A=10,68cm2)
				2	37,62	0,957	SPC	0	-0,509629	
				3	48,69	1,814	SPC	0	-0,604853	
			Acc	1	184	31,64	SPC	0	0,180196	
				2	-27,15	35,56	SPC	0	3,264887	
				3	-13,73	36,19	SPC	0	3,139593	
7	35 x 35	xx	Cou	1	219	0,151	SPC	0	-3,388483	Amin=9,8cm2
				2	130,8	0,838	SPC	0	-1,976682	
				3	194,8	3,66	SPC	0	-2,682033	
			Acc	1	254,4	8,68	SPC	0	-2,714231	
				2	-22,14	11,57	SPC	0	1,230245	
				3	39,18	32,17	SPC	0	2,102127	
		yy	Cou	1	219	1,75	SPC	0	-3,232259	4HA14 + 4HA12 (A=10,68cm2)
				2	130,8	0,406	SPC	0	-2,017697	
				3	196,3	6,524	SPC	0	-2,422996	
			Acc	1	244,6	39,17	SPC	0	0,088669	
				2	-8,17	41,7	SPC	0	3,531894	
				3	37,74	43,7	SPC	0	3,10479	

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

6	35 x 45	xx	Cou	1	345,5	0,15	SPC	0	-5,317513	Amin=12,6cm2	
				2	237,8	-1,41	SPC	0	-3,848197		
				3	310	-5,7	SPC	0	-5,360626		
			Acc	1	404,4	14,62	SPC	0	-4,188457		4HA16 + 4HA14 (A=14,20cm2)
				2	-14,1	-19,2	SPC	0	-1,307768		
				3	95,98	-46,5	SPC	0	-4,974548		
		yy	Cou	1	345,5	0,005	SPC	0	-5,331994	(2HA16+1HA14) (5,56cm2)	
				2	237,8	-3,54	SPC	0	-3,977847		
				3	322,1	8,73	SPC	0	-4,311632		
			Acc	1	336,2	-74,2	SPC	0	-9,245684		
				2	29,44	80,05	SPC	0	4,763075		
				3	116,5	86,43	SPC	0	4,091889		

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage	
5	35 x 45	xx	Cou	1	456,3	0,1	SPC	0	-6,946344	Amin=12,6cm2	
				2	331,9	-1,63	SPC	0	-5,291528		
				3	407,7	-6,52	SPC	0	-6,903408		
			Acc	1	524,6	18,04	SPC	0	-5,400223		4HA16 + 4HA14 (A=14,20cm2)
				2	-1,145	-24,3	SPC	0	-1,882434		
				3	16,63	-55,4	SPC	0	-4,496807		
		yy	Cou	1	456,3	0,714	SPC	0	-6,89983	(2HA20+1HA14) (5,56cm2)	
				2	331,9	-4,13	SPC	0	-5,446625		
				3	425,6	8,85	SPC	0	-5,810769		
			Acc	1	428,4	-85,7	SPC	0	-11,23719		
				2	42,47	90,92	SPC	0	5,334508		
				3	159,6	97,74	SPC	0	4,346238		

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

4	35 x 45	xx	Cou	1	556,3	0,026	SPC	0	-8,377799	Amin=12,6cm ² 8HA16 (A=18,71cm ²)
				2	446,4	-2,07	SPC	0	-7,023745	
				3	547	-6,67	SPC	0	-8,943502	
		Acc	1	639,4	20,67	SPC	0	-6,562913		
			2	21,34	-28,6	SPC	0	-2,532429		
			3	225,1	-62,1	SPC	0	-8,008905		
	yy	Cou	1	556,3	0,31	SPC	0	-8,355199		
			2	446,4	-4,12	SPC	0	-7,138445		
			3	544,5	9,22	SPC	0	-7,458975		
		Acc	1	561,1	-96,9	SPC	0	-13,77397		
			2	54,84	99,08	SPC	0	5,74004		
			3	207,7	97,74	SPC	0	3,759483		
3	45 x 45	xx	Cou	1	735,5	-0,08	SPC	0	-11,06529	Amin=16,2cm ² 4HA20 + 4HA14 (A=18,71cm ²)
				2	588,8	3,75	SPC	0	-8,676152	
				3	681,5	-13,2	SPC	0	-11,36028	
		Acc	1	802,5	39,83	SPC	0	-7,794891		
			2	71,85	-73,7	SPC	0	-5,464398		
			3	359,5	-105	SPC	0	-11,44238		
	yy	Cou	1	735,5	4,35	SPC	0	-10,70067		
			2	588,8	-0,08	SPC	0	-8,981306		
			3	711,7	10,51	SPC	0	-9,861374		
		Acc	1	740,6	-114	SPC	0	-17,34389		
			2	82,99	117,5	SPC	0	6,538688		
			3	296,8	130	SPC	0	4,788561		
(2HA20+1HA14) (7,82cm ²)										

Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
2	45 x 45	xx	Cou	1	873,9	-0,05	SPC	0	-12,96185	Amin=16,2cm2
				2	697,9	-3,56	SPC	0	-10,82006	
				3	861,2	-13,4	SPC	0	-13,9096	
			Acc	1	917,9	42,09	SPC	0	-8,995248	
				2	91,25	-74,7	SPC	0	-5,806067	
				3	460,4	-107	SPC	0	-12,96829	
		yy	Cou	1	873,9	4,3	SPC	0	-12,5915	(A=18,71cm2)
				2	697,9	-7,27	SPC	0	-11,11992	
				3	836,7	9,73	SPC	0	-11,63138	
			Acc	1	884,8	-112	SPC	0	-19,15234	
				2	82,08	113,8	SPC	0	6,299676	
				3	592,2	-129	SPC	0	-16,18378	
1	45 x 45	xx	Cou	1	992,7	-15,4	SPC	0	-15,86608	Amin=16,2cm2
				2	824,2	3,653	SPC	0	-11,97732	
				3	992,7	-15,4	SPC	0	-15,86608	
			Acc	1	1030	67,86	SPC	0	-8,312024	
				2	114,1	-69,8	SPC	0	-5,838956	
				3	460,4	-107	SPC	0	-12,96829	
		yy	Cou	1	992,7	0,098	SPC	0	-14,52288	(A=20,60cm2)
				2	824,2	0,158	SPC	0	-12,27094	
				3	977,8	10,01	SPC	0	-13,4588	
			Acc	1	1080	-93,5	SPC	0	-20,51545	
				2	63,33	94,58	SPC	0	5,234256	
				3	669,6	-123	SPC	0	-16,90439	
(2HA20+1HA16)										
(8,29cm2)										

RDC	45 x 55	xx	Cou	1	1223	-18,8	SPC	0	-19,50993	Amin=19,8cm2	
				2	977,4	2,431	SPC	0	-14,40019		
				3	991,9	19,58	SPC	0	-13,14894		
			Acc	1	1269	37,06	SPC	0	-13,76863		
				2	112,9	-32,9	SPC	0	-3,594827		
				3	956,3	136,8	SPC	0	-2,64376		
		yy	Cou	1	1223	0,119	SPC	0	-17,87534	(A=25,13cm2)	
				2	977,4	-9,21	SPC	0	-15,22789		
				3	1218	21,89	SPC	0	-16,24085		
			Acc	1	1261	-68,3	SPC	0	-20,35451		
				2	-14,26	45,11	SPC	0	2,974432		(3HA20)
				3	848,8	-156	SPC	0	-19,31869		(9,42cm2)

Tab VIII.1: ferrailage des poteaux.

2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

2.1 Diamètre des armatures transversales :

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.(Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armateurs longitudinaux des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01$).

3. Calcul des espacements :

- L'espacement des armatures transversales

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 5\phi_t^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm} \} = \min \{ 5 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 35 + 10 \}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a: est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15 \text{ cm}$

- L'espacement armatures transversales

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élanement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- Elancement géométrique du poteau :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$) par rapport à l'axe faible.

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élanement du poteau.

$$\lambda = L_f/i_{\min} \text{ tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} = 0,204$$

Donc

$$\lambda = \frac{0,707L_0}{i} = \frac{2,98}{0,204}$$

$$\lambda = 14,62$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2,50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 38,32 \text{ kN}$.

- Application numérique :

$$t = \frac{A_t \times h_1 \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 340 \times 400}{2,5 \times 236,8 \times 10^3} = 46,17 \text{ cm}$$

4. Espacement maximal des armatures transversales :

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- En zone nodale
 $S_t \leq \min(10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$
 On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.
- En zone courante
 $S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 18 \text{ cm}$
 On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

5. Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

Poteaux RDC, 1,2et3 :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,025 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Poteaux 4 au 8 :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a opté pour la deuxième solution.

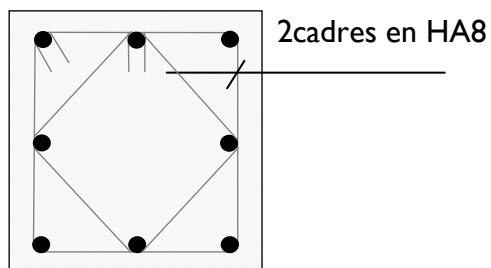
Poteaux RDC, 1,2et3 : (e=14cm au-delà des nœuds)

$$A_{\min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,890 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



Les crochets ont une longueur de 8cm.

VIII.3 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

• Vérification d'une section entièrement comprimée :

▪ On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$

▪ On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

▪ On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

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 C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec

$$Lc = \frac{h}{2} - e_s$$

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

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

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\text{Cos}\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2) $y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.

3) $y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

Enfinement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

▪ **Sens y-y:**

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $As_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

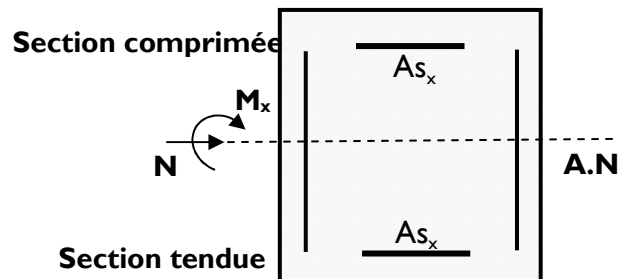
σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.



Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	As [cm ²]	σ_{bs} [MPa]	σ_{ss} [MPa]	σ_{bi} [MPa]	σ_{si} [MPa]	obs
7 et 8	35x35	xx	865,115	4,50	10.68	5,2	77,7	4,5	69,2	CV
			38,746	12,939		1,8	19	00	-40,1	
			114,588	31,016		4,2	47,2	00	-80,8	
		yy	865,115	31,189		7,3	101,9	2,4	43,4	
			38,746	10,153		1,4	15,5	00	-25,6	
			143,431	51,349		7,0	74,7	00	-166,6	
4 au 6	35x45	xx	1237,75	4,208	12.32	5,8	87,1	5,4	81,3	CV
			367,99	8,459		2,1	30,8	1,2	19,2	
			858,02	17,179		4,8	70,2	46,5	2,9	
		yy	1237,75	28,799		7,2	104	4	64,4	
			367,99	14,289		2,5	34,9	0,9	15,2	
			1034,96	40,696		7	98,4	2,4	42,4	
1 au 3	45x45	xx	1627,59	4,1476	16.08	6,2	92,1	5,8	87,9	CV
			507,067	7,1842		2,2	31,7	1,6	24,4	
			1185,62	11,519		4,8	71,5	3,9	59,6	
		yy	1627,59	30,367		7,2	105,5	4,8	74,4	
			507,067	16,323		2,5	36,4	1,2	19,4	
			1412,31	35,804		6,7	96,4	3,7	59,7	
RDC	45x55	xx	1839,44	1,749	20.61	5,6	84,1	5,5	82,8	CV
			650,12	2,024		2	30,3	1,9	28,7	
			1101,88	3,857		3,4	51,5	3,2	48,5	
		yy	1839,44	11,473		5,9	87,9	5,2	79,1	
			650,12	8,373		2,2	32,7	1,7	26,3	
			1808,58	23,716		6,2	91,1	4,8	72,9	

Tab VIII.2 : calcul des contraintes

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

b) Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0,075.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ Mpa.}$$

- Poteaux RDC (50x50) :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{9,18 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,039 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{11,45 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,049 \text{ MPa}$$

- Poteaux niveaux 1 (45x45) :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{26,91 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,142 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{32,80 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,140 \text{ MPa}$$

- Poteaux niveaux 2 et 3 (40x40) :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{38,32 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,259 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{21,77 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,147 \text{ MPa}$$

- Poteaux niveaux 3 à 8 (35x35) :

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{35,87 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,320 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{24,03 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,214 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

c) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

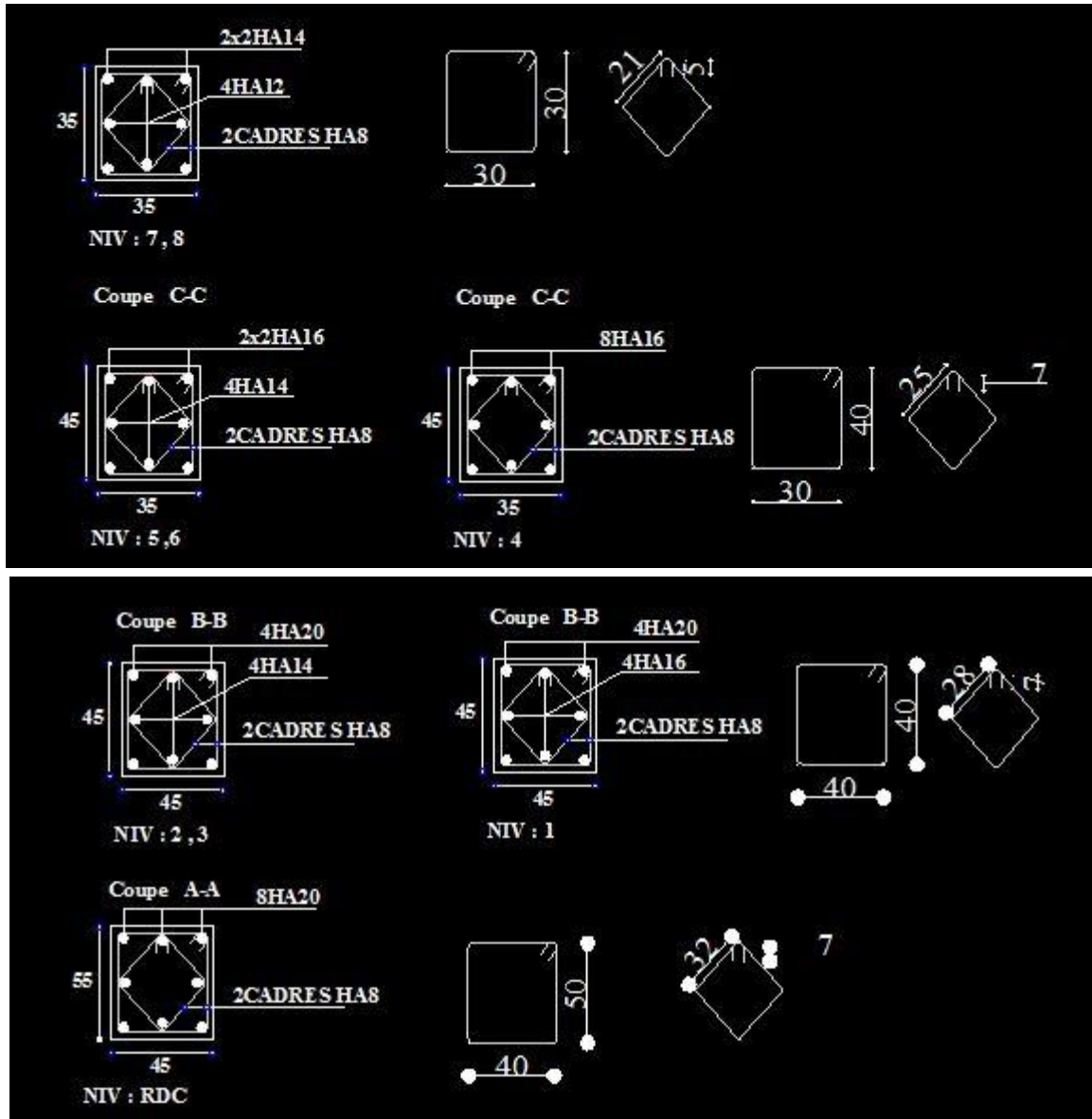
La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Obs
4 au 8	35x35	xx	865,115	4,50	0,005	6,239	10.68	CV
			38,746	12,939	0,334	6,368	10.68	
			114,588	31,016	0,271	6,343	10.68	
		yy	865,115	31,189	0,036	6,25	10.68	
			38,746	10,153	0,262	6,339	10.68	
			143,431	51,349	0,358	6,378	10.68	
2 et 3	40x40	xx	1237,75	4,208	0,003	6,349	12.32	CV
			367,99	8,459	0,023	6,358	12.32	
			858,02	17,179	0,02	6,357	12.32	
		yy	1237,75	28,799	0,023	6,358	12.32	
			367,99	14,289	0,039	6,365	12.32	
			1034,957	40,696	0,039	6,365	12.32	
I	45x45	xx	1627,59	4,1476	0,003	6,312	16.08	CV
			507,067	7,1842	0,014	6,318	16.08	
			1185,621	11,519	0,01	6,315	16.08	
		yy	1627,59	30,367	0,019	6,32	16.08	
			507,067	16,323	0,032	6,326	16.08	
			1412,315	35,804	0,025	6,323	16.08	
RDC	50x50	xx	1839,44	1,749	1E-03	6,126	20.61	CV
			650,12	2,024	0,003	6,127	20.61	
			1101,88	3,857	0,004	6,127	20.61	
		yy	1839,44	11,473	0,006	6,128	20.61	
			650,12	8,373	0,013	6,132	20.61	
			1808,58	23,716	0,013	6,132	20.61	

Tab VIII.3 : vérification des armatures.

Plan de coffrage des poteaux



Chapitre IX : Ferrailage des voiles

IX.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui reprennent des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fera avec la méthode des tronçons de la RDM.

XI.2. Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M).

N.B : pour notre cas les valeurs des contraintes seront extraites de logiciel de calcul Robot.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

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

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

a) Ferrailage de la section entièrement comprimée

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

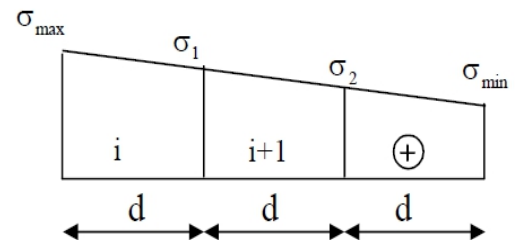
La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$



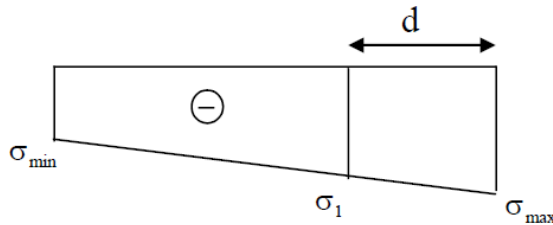
✓ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage de la section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales :

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

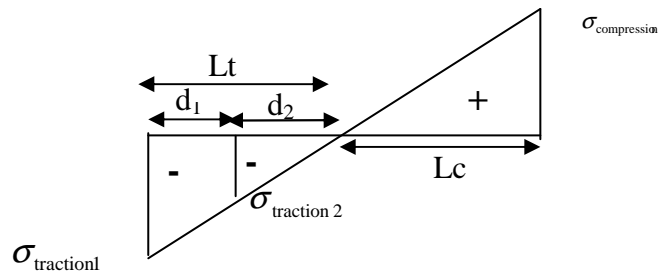
c) Ferrailage de la section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{compression}}}{\sigma_{\text{traction}} + \sigma_{\text{compression}}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$



La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

Exigences du R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En ZONE COURANTES 0.10 %

➤ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times T}{f_e}$$

$T = 1,4 \cdot L \cdot V_u$

T : Effort tranchant au niveau considéré

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

➤ Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ Longueur de recouvrement :

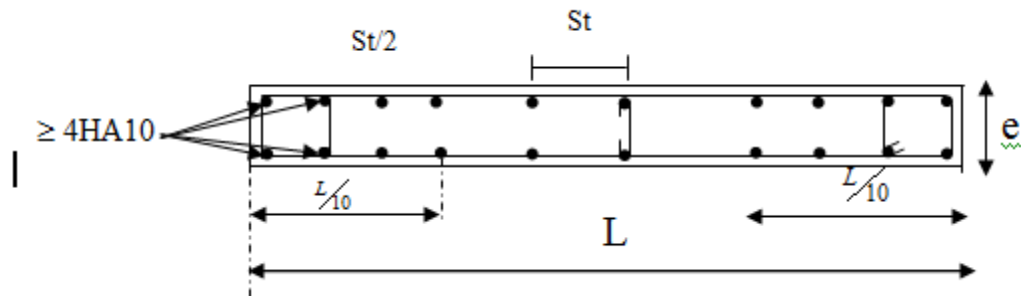
Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



XI.3. Vérifications

❖ Vérification à l'ELS

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

➤ Les résultats de calculs se résument sous forme des tableaux.

- Zone I : RDC.
- Zone II : 1 et 2ème étage.
- Zone III : Du 3ème au 6ème étage.
- ZONE IV : DU 7^{ème} au 9ème étage

Chapitre XI : ferrailage des voiles

➤ Ferrailage de voile VL1, VL2 , VL3, VL4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,4	0,4	0,4	0,4		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2417	1647	1621	1022		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-8192	-5311	-3482	-1828		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	421,917	470,13	420,101	348,9		
	L _t (m)	1,54	1,53	1,36	1,28		
	L _c (m)	0,46	0,47	0,64	0,72		
	d (m)	0,772	0,763	0,682	0,641		
	σ_1 [KN/m ²]	4096,000	2655,500	1741,000	914,000		
	N (kN)	N ₁	948,85	608,08	356,39	175,87	
		N ₂	316,283	202,693	118,796	58,624	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23,72	15,20	8,91	4,40	
		A _{v2}	7,91	5,07	2,97	1,47	
	A _{vi} (cm ²)		16,24	18,10	16,17	13,43	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27,78	19,73	12,95	7,75	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,91	9,59	7,01	4,82	
	A _{min} (cm ²)		8,11	8,01	7,16	6,73	
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	27,78	19,73	12,95	7,75	
		Bande 2	7,91	9,59	7,01	4,82	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X7HA16	2X5HA16	2X5HA14	2X4HA12
			Bande 2	2X4HA12	2X5HA12	2X4HA12	2X3HA12
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10cm	10cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,63	4,58	4,09	3,85		
A _H /nappe (cm ²)		6,95	4.93	3.24	1,94		
Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA10/nappe	7HA10/nappe	6HA10/nappe	5HA10/nappe		
ep =20cm		(A=15.39cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=6.28cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	1,172	1,306	1,167	0,969	
		τ_b (MPa)	1,641	1,828	1,634	1,357	
	ELS	N _s (kN)	-1452,894	-1385,85	-677,92	-460,52	
		σ_b (MPa)	-3,4E+00	-3,2E+00	-1,6E+00	-1,1E+00	

Chapitre XI : ferrailage des voiles

➤ Ferrailage de voile : VT1, VT2

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3732	1417	1017	859	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9503	-7380	-5170	-2826	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	965,08	940,937	816,524	428,271	
	L _t (m)	1,44	1,68	1,67	1,53	
	L _c (m)	0,56	0,32	0,33	0,47	
	d (m)	0,718	0,839	0,836	0,767	
	σ_1 [KN/m ²]	4751,500	3690,000	2585,000	1413,000	
	N (kN)	N ₁	1023,50	928,69	648,03	325,09
		N ₂	341,167	309,562	216,009	108,362
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,59	23,22	16,20	8,13
		A _{v2}	8,53	7,74	5,40	2,71
	A _{vi} (cm ²)		37,16	36,23	31,44	16,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	34,88	32,07	24,06	12,25
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,53	16,80	13,26	6,83
	A _{min} (cm ²)		7,54	8,81	8,77	8,05
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	34.88	32.07	24.06	12.25
		Bonde 2	8.53	16.80	13.26	6,63
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X9HA16	2X8HA16	2X6HA16
Bonde 2			2X4HA12	2X8HA12	2X6HA12	2X3HA12
S _t (cm)		Bonde1	7 cm	7 cm	7cm	7cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm	10cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,31	5,03	5,01	4,60	
A _H /nappe (cm ²)		3,08	3,08	2,31	1,54	
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA10/nap	7HA10/nap	7HA10/nap	7HA10/nap	
ep =20cm		(A=5.49cm ²)	(A=5.49cm ²)	(A=5.49cm ²)	(A=5.49cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	2,681	2,614	2,268	1,190
		τ_b (MPa)	3,753	3,659	3,175	1,665
	ELS	N _s (kN)	-1454,27	-1452,94	1013,13	-460,52
σ_b (MPa)		-3,4E+00	-3,4E+00	2,4E+00	-1,1E+00	

Chapitre XI : ferrailage des voiles

➤ Ferrailage de voile : VT3, VT4, VT5, VT6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1732,86	1043,95	803,23	756,42	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6143,57	-5872,37	-860,14	-819,16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	965,08	298,657	311,63	197,254	
	L _t (m)	0,78	0,85	0,52	0,52	
	L _c (m)	0,22	0,15	0,48	0,48	
	d (m)	0,390	0,425	0,259	0,260	
	σ_1 [KN/m ²]	3071,785	2936,185	430,070	409,580	
	N (kN)	N ₁	359,40	373,95	33,36	31,94
		N ₂	119,799	124,650	11,120	10,647
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,98	9,35	0,83	0,80
		A _{v2}	2,99	3,12	0,28	0,27
	A _{vi} (cm ²)		37,16	11,50	12,00	7,59
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	18,27	12,22	3,83	2,70
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,99	5,99	3,28	2,16
	A _{min} (cm ²)		4,09	4,46	2,71	2,73
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,27	12,22	3,83	2,70
		Bonde 2	2,99	5,99	3,28	2,16
	Choix des barres	Bonde1	2X6HA14	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12
		Bonde 2	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7cm	7cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,34	2,55	1,55	1,56
	A _H /nappe (cm ²)		3,08	3,08	2,31	1,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nap	5HA10/nap	5HA10/nap	5HA10/nap
	ep =20cm		(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
		contrainte	τ_u (MPa)	5,362	1,659	1,731
τ_b (MPa)			7,506	2,323	2,424	1,534
ELS		N _s (kN)	-694,416	-680,40	-485,108	-228,733
	σ_b (MPa)	-3,0E+00	-3,0E+00	-2,2E+00	-1,0E+00	

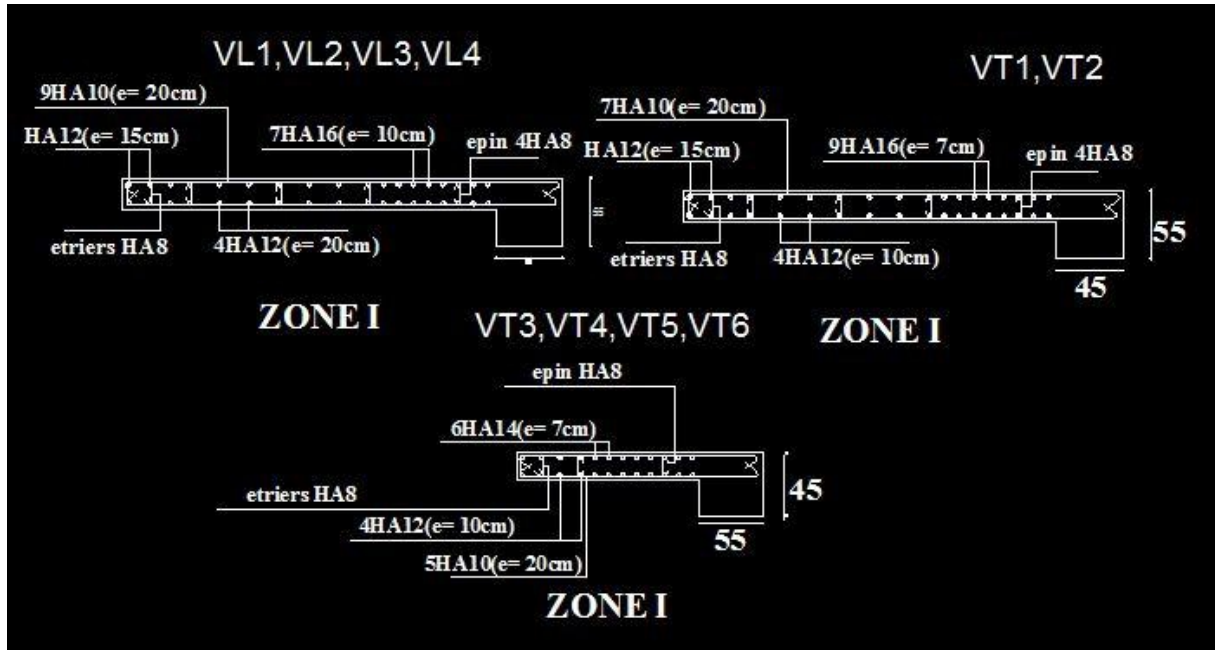
Chapitre XI : ferrailage des voiles

➤ Tableau de ferrailage final des voiles :

Le ferrailage final adopté pour les voiles est donné par le tableau suivant :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
VL1 VL2 VL3 VL4	Bande 1	2X7HA16	2X5HA16	2X5HA14	2X4HA12
	Bande 2	2X4HA12	2X5HA12	2X4HA12	2X3HA12
VT1 VT2	Bande 1	2X9HA16	2X8HA16	2X6HA16	2X4HA14
	Bande 2	2X4HA12	2X8HA12	2X6HA12	2X3HA12
VT3 VT4 VT5 VT6	Bande 1	2X6HA14	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12
	Bande 2	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12	2X4HA12

Plan de coffrage des voiles



Chapitre X : Etude de l'infrastructure

FONDATEMENTS :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur conception dépend la bonne tenue de l'ensemble.

Il existe plusieurs types de fondations et le choix est conditionné par la nature du sol et l'importance des charges à transmettre.

Dans notre cas, vu les caractéristiques du sol (angle de frottement interne, cohésion, coefficient de raideur et pouvoir portant) données par le rapport géotechnique, nous avons opté pour un radier général nervuré.

Le radier est alors assimilé à un plancher renversé. Les nervures sont dimensionnées de façon à avoir un radier rigide pour obtenir une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Pour obtenir un radier rigide, il y a lieu de calculer la longueur élastique soit :

$Le = (4EI/kB)^{1/4}$. On doit alors avoir $1.57Le > \text{Travée maximum}$.

Avec :

I ---- Inertie de la bande considérée

k ---- Coefficient de raideur du sol

E ---- Module d'élasticité du radier

B ---- Largeur de la bande considérée

Souvent le coefficient de raideur n'est pas donné par le rapport géotechnique (ce qui est notre cas), alors on prend pour hauteur totale des nervures :

$L/9 < H < L/6$, L étant la plus grande travée.

Dans notre cas nous avons pris $H = 1.20$ m pour éviter d'avoir des aciers de gros diamètre .

CALCUL DU RADIER :

Evaluation du poids des niveaux

Plancher ----- 500 Kg/m²

Mur extérieur ----- 600 Kg/ml

Poutres (30x50) ----- 225 Kg/ml

Poutres (30x40) ----- 150 Kg/ml

Poteaux ----- 2.13 t

Voiles ----- 28.9 t/niveau

Surcharge : 150 Kg/m²

Poids du niveau 3.40

Plancher : ----- $0.500 \times 224 = 112.00$ t

Mur ext. : ----- $0.600 \times 62 = 37.20$ t

Poutres : ----- $(68.10 \times 0.225) + 58.95 \times 0.150 = 24.16$ t

Poteaux : ----- $18 \times 2.13 = 38.34$ t

Voiles : ----- 38.90 t

Surcharge : $224 \times 0.150 = 33.6$ t

Poids total est donc

G = 250.60 t

P = 33.60 t

Poids du de l'étage courant

Plancher : ----- $0.500 \times 256 = 128$ t

Mur ext. : ----- $0.600 \times 69 = 41.40$ t

Poutres : ----- $(68.10 \times 0.225) + 58.95 \times 0.150 = 24.16$ t

Poteaux : ----- $18 \times 2.13 = 38.34 \text{ t}$
 Voiles : ----- 38.90 t
 Surcharge : $224 \times 0.150 = 33.6 \text{ t}$

Poids total est donc

$$G = 288.24 \text{ t}$$

$$P = 38.40 \text{ t}$$

Poids du radier : $(0.40 \times 241 + 12.05 \times 0.8 \times 0.5 \times 6 + 16.85 \times 0.8 \times 0.5 \times 3) \times 2.5 = 363.86 \text{ t}$
 Poids total de la structure sou (G+P)

$$G_t = 250.60 + 288.24 \times 8 + 383.85 = 2940.37 \text{ t}$$

$$P_t = 33.60 + 38.40 \times 8 + 241 \times 0.500 = 461.30 \text{ t}$$

$$\text{Soit : } G_t + P_t = 2940.37 + 461.30 = 3401.67 \text{ t}$$

$$\text{Contrainte sur le sol : } \sigma = 3401.67 / 241 = 14.11 \text{ t/m}^2$$

La contrainte admissible du sol étant de 1.50 Bars, notre radier convient.

CALCUL DES ELEMENTS DU RADIER :

Le calcul du ferrailage se fait à l'ELU. La contrainte sur le sol à l'ELU est :

$$(2940.37 \times 1.35 + 461.30 \times 1.5) / 241 \text{ soit } 4661.45 / 241 = 19.32 \text{ t/m}^2$$

- Calcul du panneau (on prendra le plus grand panneau) :

$$\text{Soit } L_x = 4.125 \text{ et } L_y = 5.00$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.825 \text{ On aura donc } \mu_x = 0.0588 \text{ et } \mu_y = 0.720$$

d'où :

Dans le sens x,

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot (l_x)^2 = 0.0588 \times 19.32 \times 4.125^2 = 16.42 \text{ t.m}$$

En tenant compte de la continuité, on obtient :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 19.32 = 16.42 \text{ t.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.50 \times 19.32 = 9.66 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage de la dalle du radier:

Ce calcul se fait en tenant compte des caractéristiques suivantes

$$\text{Aciers : } \sigma_a = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa (on a choisi un acier Fe500)}$$

$$\text{Béton } \sigma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Travée : } M_t = 16.42 \text{ ----- } A = 12.37 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T14$$

$$\text{Appui : } M_a = 9.66 \text{ ----- } A = 7.02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T14$$

Dans le sens y,

$$M_y = \mu_y M_x = 0.720 \times 16.42 = 11.82 \text{ t.m}$$

En tenant compte de la continuité, on obtient :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 11.82 = 10.05 \text{ t.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = 0.50 \times 11.82 = 5.91 \text{ t.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 10.05 \text{ ----- } A = 7.32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T14$$

Appui : $M_a = 5.91$ ----- $A = 4.22 \text{ cm}^2$ soit 6T10

Vu que les fondations sont en contact direct avec le sol et donc possibilité d'un environnement agressif (fissuration préjudiciable) nous avons opté pour un ferrailage uniforme qui consiste à adopter dans les deux sens (x et y) 7T14/ml.

- Calcul des nervures
Les nervures servent d'appui à la dalle.

Nervure de portée (4.70-0.5) = 4.20 m

Travée : $M_t = 0.85 \times q \times (L_x)^3 / 24 = 0.85 \times (19.32 \times 4.12^2) / 24 = 50.69 \text{ t.m}$

Appui : $M_a = 0.50 \times q \times (L_x)^3 / 24 = 0.85 \times (19.32 \times 4.20^3) / 24 = 29.82 \text{ t.m}$

Nervure de portée (5.60-0.5) = 5.10 m

Travée : $M_t = 0.85 \times q_l \times (3 \times L_y^2 - L_x^2) / 48 = 0.85 \times 19.32 \times 4.20 (3 \times 5.10^2 - 4.20^2) / 48 = 86.80 \text{ t.m}$

Appui : $M_a = 86.80 \times 0.50 / 0.85 = 51.05 \text{ t.m}$

Ferrailage des nervures

Nervure de portée (4.70-0.5) = 4.20 m

Travée : $M_t = 50.69$ ----- $A = 11.98 \text{ cm}^2$ soit 6T16

Appui : $M_a = 29.82$ ----- $A = 6.90 \text{ cm}^2$ soit 4T16

Nervure de portée (4.70-0.5) = 5.00 m

Travée : $M_t = 86.80$ ----- $A = 21.35 \text{ cm}^2$ soit 8T20

Appui : $M_a = 51.05$ ----- $A = 12.07 \text{ cm}^2$ soit 6T16

N.B : Les ferrailages adoptés sont supérieurs à ceux calculés et ce pour tenir compte d'une fissuration préjudiciables.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur, il permet à ce dernier d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et les règlements régissant le domaine étudié.

Parmi les conclusions que j'ai tiré de ce travail, je cite les points suivants :

➤Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.

➤La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

➤Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.

➤ Concernant le contreventement et la disposition des voiles, j'ai aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

➤Partager la structure en zones m'a permis d'économiser de la matière (facteur économique).

➤J'ai constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le coté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, MATLAB, ...ou encore ROBOT_{BAT} que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.





Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du ROBOT, m'a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration.

Notons enfin que ce projet constitue pour moi une première expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.



BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de fin d'études.


Règlements :

-  *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)*
-  *BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)*
-  *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)*
-  *Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)*

Livres :

-  *Le projet de béton armé (Henry Thonier, édition 1995)*
-  *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Thèses :

 *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).*

Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2008** (Dessin)
- **ETABS V9.0.7** "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" (Analyse des structures).
- **OFFICE 2007** (Traitement de texte, calcul...etc)
- **SOCOTEC**
- **MATLAB**