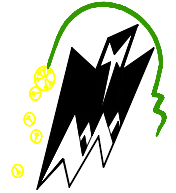


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'une structure (R+09) à usage multiple,
à contreventement mixte ; avec l'application du
logiciel ROBOT 2010

Etudié par :

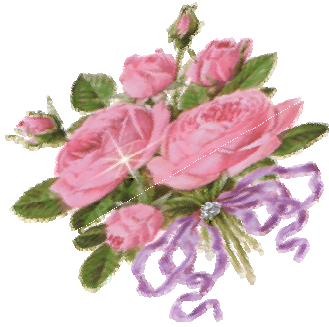
Mr HABBI Mohand
Mr HAMOUM Nassim
Mr MEDDAOURI Moussa

Dirigé par :

Mme : SAIB. N

PROMOTION : 2013/2014





Remerciements

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} SAIB qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.



Je tiens de dédier ce modeste travail à :

La mémoire de mes grands parents.

Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance .j'espère qu'ils trouveront dans ce modeste travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

Aux anges Amirouche, Leaticia, Amrane.

Mon cher frère Amer.

Ma petite chère Sœur Malika.

Mes grandes sœurs et leurs familles.

Mes nièces et neveux.

Mes tantes et oncles.

Mes cousines et cousins.

Moussa et Nassim, je ne garde que des bons souvenirs avec eux et à leurs familles.

Thinhinane, qui compte beaucoup pour moi.

Je ne saurai terminer sans citer mes amis, Farid, Sofiane, youva, Makhlouf, Kamel, Ghiles et Tariq

Mohand HABBBI

dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- ✚ A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tous mon cursus, qui m'ont soutenu durant toute ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✚ A mon très cher frère Massinissa et ses amis*
- ✚ A toute ma famille, mes proches sans exception.*
- ✚ A tous mes amis (es).*
- ✚ A **souhila** qui compte beaucoup pour moi et sa famille*
- ✚ En fin, je remercie **Mohand** et **Moussa** qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

- ✚ A toute la promotion 2013/2014*

HAMMOUM Nassim.

SOMMAIRE

Introduction	
Chapitre I : Description de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments.....	34
III-1 Acrotère	
III-2 Escaliers et poutre palière	
III-3 Planchers	
III-4 Balcons et dalles pleines	
III-5 Salle machine	
Chapitre IV : Modélisation de la structure	118
Chapitre V : Exploitation des résultats.....	143
Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....	159
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux.....	185
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	201
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....	214
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction générale :

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

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

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

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+9) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise aux actions sismiques par introduction du spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ROBOT.

La réussite d'un projet de nos jours pour un ingénieur, dépend aussi des facteurs temps et coûts de réalisations qui s'imposent de plus en plus sur les projets et qui passent forcément par une bonne gestion des travaux.

Chapitre I

-Description de l'ouvrage-

1-INTRODUCTION :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

2- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service. Il sera implanté dans la wilaya de CONSTANTINE ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/Version2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre structure est composée:

- D'un RDC à usage commercial ;
- D'un étage à usage de service ;
- De huit étages à usage d'habitation ;
- De deux cages d'escalier ;
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur à savoir:

- RPA99/version 2003 ;
- BAEL91mod 99 ;
- CBA93.

a- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimensions :

▪ Longueur totale	35.55m
▪ Largeur totale.....	22.20m
▪ Hauteur totale (sans acrotère, sans salle machine)...	31,74 m
▪ Hauteur du RDC	4.20 m
▪ Hauteur de l'étage de service.....	3.06 m
▪ Hauteur de l'étage courant.....	3.06 m
▪ Hauteur de l'acrotère.....	0.60 m

- **Remarque** : vu la géométrie en plan qui est irrégulière de la structure, l'absence du joint sismique est dû à l'aspect architectural de celle-ci.

b- Éléments constitutifs de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux- poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ **Planchers** : ce sont des éléments de structure, ils limitent les étages et ont pour fonctions principales :
 - La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal ; les planchers supporte leurs poids propre ainsi que les surcharges du niveau et les transmettre aux éléments porteurs de la structure
 - L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
 - Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;
 - Protéger contre les incendies ;
 - Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux poutres.

- ❖ **Balcons et loggia** : ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Escaliers** : c'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre d'un bâtiment.
Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier; une qui desserve l'étage de service et l'autre desserve la totalité du bâtiment.
Notre type d'escalier est un escalier de trois volées qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Cage d'ascenseur** : notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Maçonnerie** :
 - Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

❖ **Revêtements** : seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieurs ;
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloison intérieur et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

c- **Etude géotechnique du sol** : Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Contrainte admissible de $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars
- La couche résistante se trouve à une profondeur de 1.10m

3- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

a- Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau il est défini de point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, et le dosage.

-Le ciment utilisé est de classe CPJ 32.5 dosé à 350 kg/m^3 dans le béton.

-La composition de béton sera établie par le laboratoire tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

-Le dosage par un mètre cube sera comme suit :

✓ **Granulats** :

Sable :380 à 450l (dg \leq 5 mm)

Gravillon :750 à 850l (dg \leq 25 cm)

✓ **Ciment** :350kg/m³

✓ **Eau de gâchage** :150 à 200 l

En réalité, la pratique conduit vers le rapport :

✓ Eau /ciment = 0,5, et cela pour limiter le retrait du béton.

❖ **Remarque** :

✓ **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

✓ **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

✓ Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

b- Comportement expérimentale :

- **Essai de compression** :

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées (16x32), de forme cylindrique de hauteur de 32 cm et de diamètre de 16 cm (aire=200cm²).

A partir d'une courbe contrainte - déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

- Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 30000 \text{ MPa}$
- La contrainte maximale $\sigma_{max} = 20 \text{ à } 40 \text{ MPa}$
- La déformation maximale à la rupture = 2‰ = 2×10^{-3}

▪ **Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression $R_t = R_c/10$

▪ **Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps.

Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées

$$E_v = E_\infty = 3E_i$$

▪ **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservé à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de 1.5×10^{-4} à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

- La principale conséquence de retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.
- pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :
 - utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation.
 - maintenir les paramètres en ambiance humide après coulage.
 - disposer des armatures de peau de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait.
 - éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
 - utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

▪ **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes de traction qui engendrent une dilatation. Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

c- Calculs réglementaires :

▪ Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression de béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminé à partir des essais sur éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$ elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression.

En pratique comme le nombre d'essais réalisé ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1,15$$

avec :

σ_j : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

-pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] \times f_{c28} \dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

-pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] \times f_{c28} \dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet le (BAEL 91 modifié 99.art-2.1, 12) nous a permis d'adopter pour les ouvrages d'habitation et commerce et de service une résistance caractéristique pour le béton à la compression :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

▪ Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2 12 BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifier 99.art-2.1, 12)}$$

$$f_{tj} = 0,27 (f_{cj})^{2/3} \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (annexe F)}$$

-ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

▪ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

- le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures le module instantané est pris égal à trois (3) fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.
- pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module Différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifier 99.art-2.1, 2)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice (annexe F)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice (annexe F)}$$

Pour notre cas :

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818,86563 \text{ MPa.}$$

▪ **Module d'élasticité transversale G :**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : module de Young (module d'élasticité)

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$

$\Delta d / d$: déformation relative transversale

$\Delta l / l$: déformation relative longitudinale

▪ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égale à $\nu = 0$ pour un calcul à L'E.L.U et $\nu = 0.2$ pour un calcul à L'E.L.S (BAEL91 modifiée 99.Art-2.1, 3).

d- Etats limites de contraintes du béton :

Un état limite est défini par un état particulier pour lequel une condition requise pour une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfait et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Nous distinguons deux types :

▪ **Etat limite ultime ELU :**

Etat limite pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte et son dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage.

Il correspond à la limite :

- d'équilibre statique ;
- de résistance des matériaux constitutifs ;
- de stabilité de forme.

▪ **Etat limite de service :**

Etat correspondant à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Son dépassement entrainerait des désordres, de gênes sérieuses à l'exploitation.

Il correspond à :

- La limite d'ouverture des fissures ;
- La limitation de la compression du béton ;
- La limite de la déformation.

❖ Diagramme contrainte-déformation du béton :

Le diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU est le diagramme de calcul simplifié dit « parabole-rectangle » :

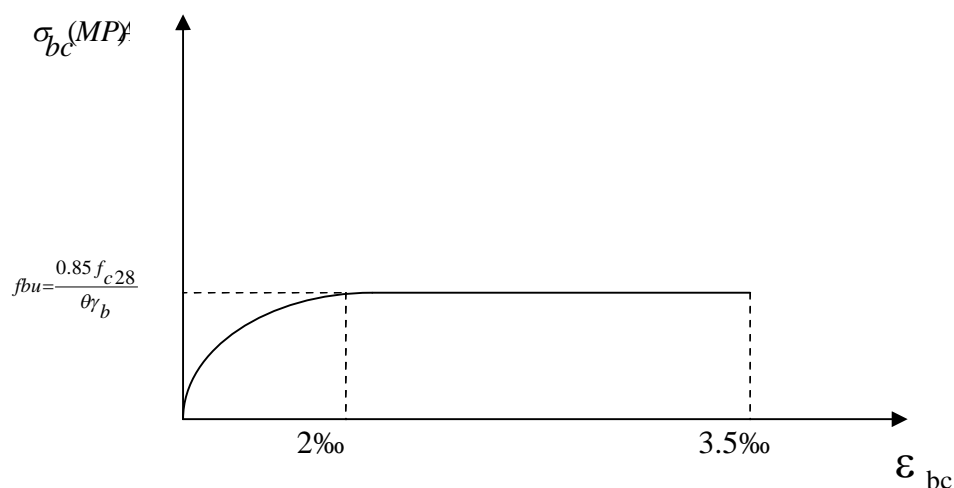


Fig-I-1- diagramme contrainte - déformation sous sollicitations de compression à L'E.L.U

La contrainte de compression du béton est limitée dans les calculs à :

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

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles

$\theta = 1$ dans le cas générale quand la durée d'application des charges considérées est > 24 heure.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

▪ **Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton sera limitée dans le calcul à $0,6 \cdot f_{cj}$. Jusqu'à cette dernière, le diagramme des contraintes peut être assimilé à une droite.

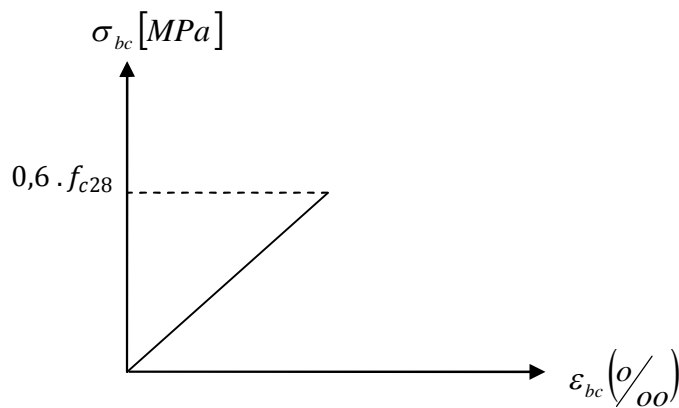


Fig-I-2- diagramme contrainte - déformation sous sollicitations de compression à l'E.L.S.

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

e- Les Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les principales armatures utilisées sont :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérence (HA)		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	TLE500
fe	215	235	400	500	500	500

La résistance caractéristique de l'acier est définie comme étant la limite élastique garantie " f_e "

f- Module de déformation longitudinale « Es » :

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1})$$

g- Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

- **Contrainte limite ultime:**

$$f_{su} = \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 2})$$

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

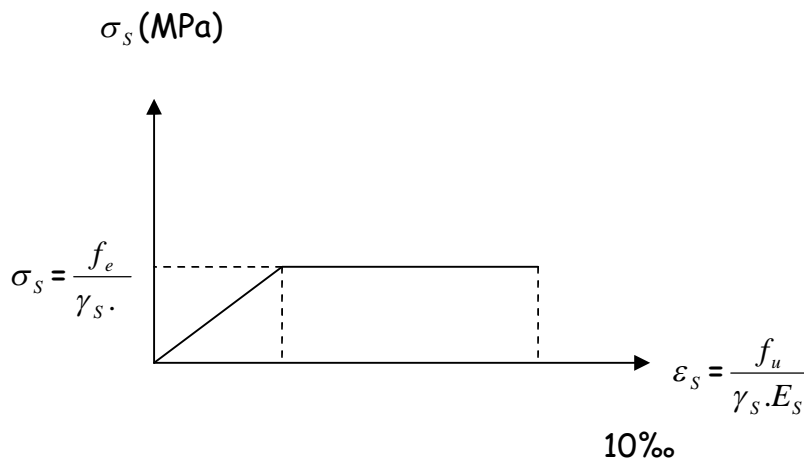


Fig-I-3- Diagramme de calcul contrainte - déformation de l'acier à L'E.L.U

- **Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$$\bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$-\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33)}$$

Fissuration préjudiciable.

$$-\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \} \text{ (BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,34)}$$

Fissuration très préjudiciable.

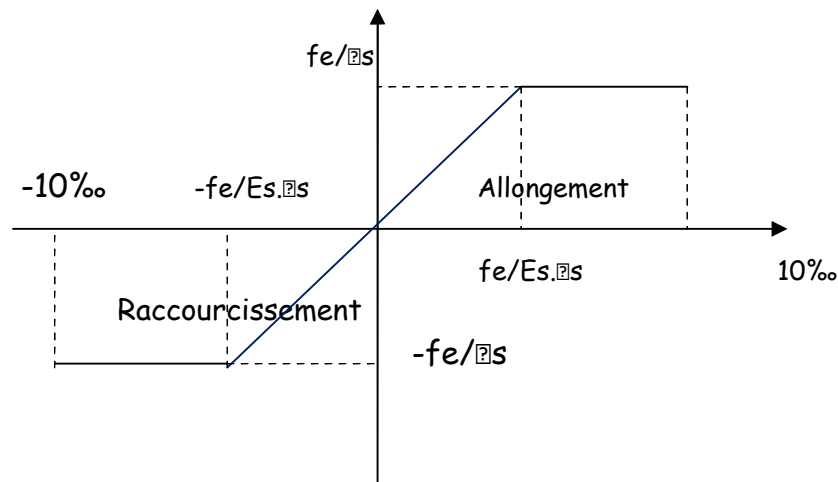


Fig-I-4- Diagramme de calcul contrainte - déformation de l'acier à L'E.L.S

4- Protection des armatures :

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

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- 5cm : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- 3cm : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- 1cm : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2,8).

Dans notre cas, on prend un enrobage $c=3\text{cm}$.

a- Diamètre maximal des aciers :

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

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

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

b_0 : Largeur de l'âme.

b- Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques ; un coffrage métallique pour les voiles pour :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelle

Chapitre II

*- Pré dimensionnement
des éléments -*

1- Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré-dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements du **BAEL 91** et de l'**RPA 99 version 2003**, et de **DTR BC 2.2** ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des éléments de l'ouvrage.

2- Pré-dimensionnement des éléments :

a- Les planchers :

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

b- Plancher en corps creux:

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

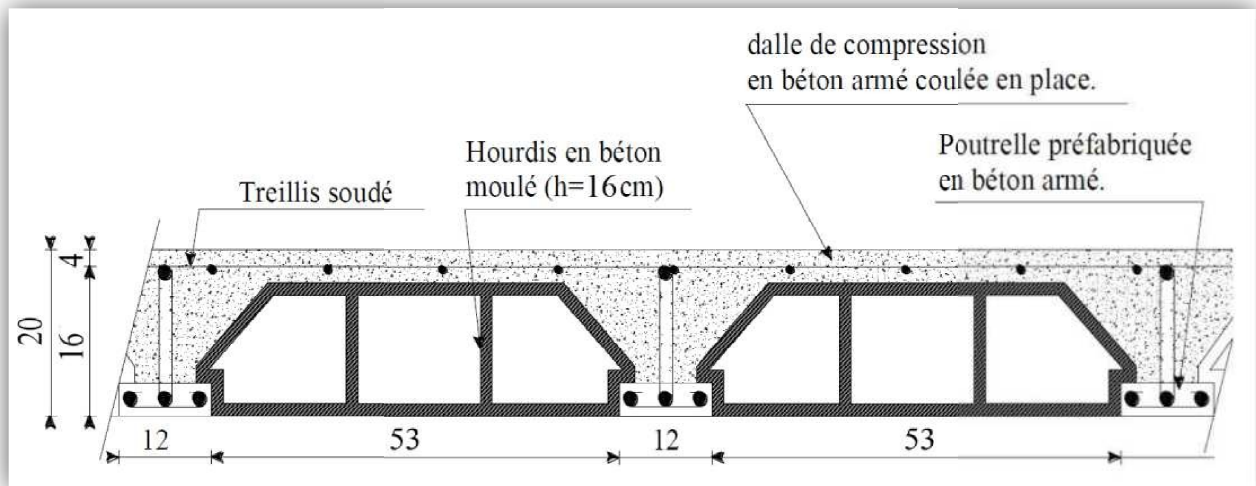


Fig-II-1-Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

➤ **Dimensionnement:**

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

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

avec ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

-Pour notre cas :

$$L = 435 - (35) = 400 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :

$$h_t \geq 400 / 22,5 = 17,77 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur $(20+4) = 24 \text{ cm}$ pour l'étage de service :

-Epaisseur de corps creux = 20 cm.

-Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

Et un autre plancher d'épaisseur $(16+4) = 20 \text{ cm}$ pour l'étage d'habitation.

c- Plancher en dalle pleine:

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

avec:

e : épaisseur de la dalle pleine

L_0 : portée libre du porte à faux.

$$e \geq \frac{1.30}{10} \longrightarrow e \geq 13\text{cm}$$

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

d- Les poutres :

Dans notre bâtiment, on a deux types de poutres (poutres principales et poutres secondaires).

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

d-1- Poutres principales :

- **La hauteur :**

$$\checkmark L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10.$$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

$$(450-35)/15 \leq h_{pp} \leq (450-35)/10$$

$$27,66 \leq h_{pp} \leq 41,5 \quad \text{On opte pour une hauteur : } h_{pp} = 40\text{cm}$$

- **La largeur :**

$$\checkmark 0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40.$$

$$16 \leq b \leq 28. \quad \text{On opte pour une largeur : } b = 35\text{cm}.$$

d-2- Poutres secondaires :

- **La hauteur :**

$$\checkmark L_{\max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{\max}/10.$$

$$(435-35)/15 \leq h_{ps} \leq (435-35)/10.$$

$$26,66 \leq h_{ps} \leq 40 \quad \text{On opte pour une hauteur : } h_{ps} = 35\text{cm}$$

- La largeur :

$$\checkmark 0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{On opte pour une largeur : } b = 30\text{cm.}$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus des appuis.

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.

b : Largeur des poutres.

d-3- Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003:

D'après les conditions du RPA99 modifié 2003(article 7.5.1) relative au coffrage des poutres, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

	Poutres principale	Poutres secondaire	vérification
Hauteur	40 cm	35cm	Oui
Largeur	35cm	30cm	Oui
Hauteur /largeur	1,14	1,16	Oui

Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera :

-Poutres principales : $35 \times 40 \text{ cm}^2$.

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



Figure II-2- coupe transversale d'une section des poutres principales et secondaires

e- Les voiles :**• Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales jusqu'au sol, et aussi reprendre une partie des charges verticales.

Ils sont considérés comme voiles, tous les éléments qui ont un rapport entre la largeur et l'épaisseur supérieur ou égale à quatre ($L \geq 4 \cdot e_p$).

avec : L : largeur minimale du voile.

e_p : épaisseur du voile.

e-1- Epaisseur :

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (**RPA 99 art 7.7.1**) comme le montre la figure ci-dessous, avec une épaisseur minimale de **15cm**, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités.

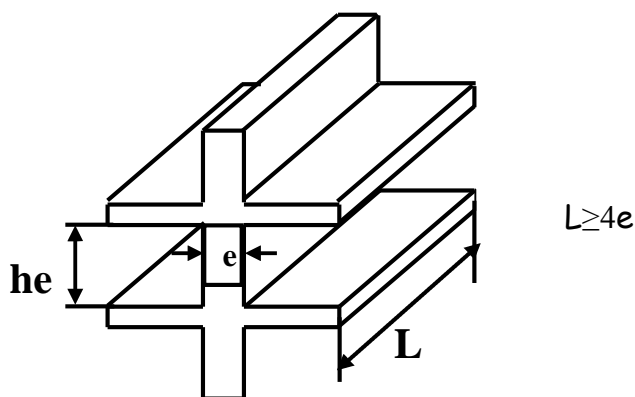


Fig-II-3-coupe de voile

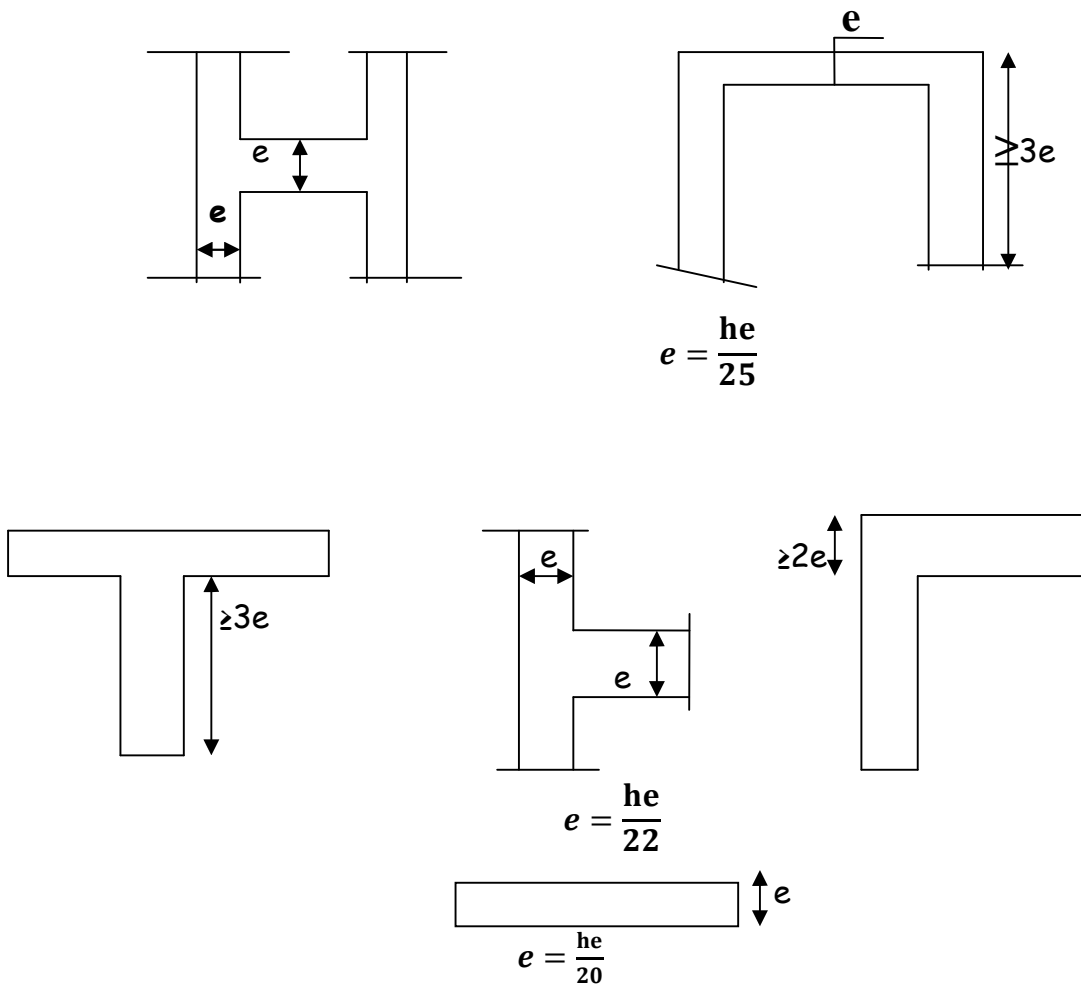


Fig-II-4- coupes des voiles en plan.

Application :

- Pour le RDC : $he = (420 - 24) = 396$ cm
- Pour l'étage courant : $he = (306 - 24) = 282$ cm

$$e_p = 396/20 = 19,8 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur :

$$e_p = 20 \text{ cm pour tous les niveaux.}$$

e-2- Vérification relatives aux exigences de RPA (Art 7.7.1 du RPA 99 version 2003) :

On doit vérifier que $L_{max} \geq 4 \times e_p$

- $L = 100\text{cm} \longrightarrow L = 4 \times 20 = 80\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.
- $e_p = 20\text{ cm} > 15\text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

f- Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité, en tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003). Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone de moyenne sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression « N_s » qui sera repris uniquement par les sections du béton, la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

avec : $N_s = G+Q \dots$ (ELS).

N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

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

L'effort normal " N_s " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91), qui se fait comme suit :

3- Détermination des charges et surcharges :

3-1-Charges permanentes « G » :

a- Les planchers :

- Plancher terrasse :

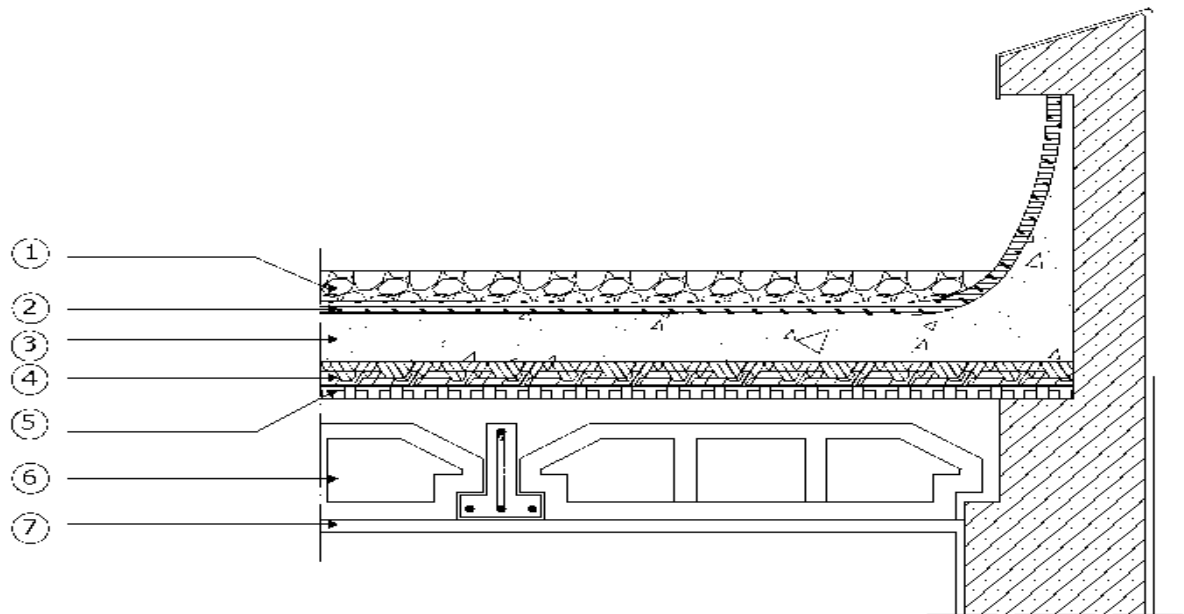


Fig-II-5-Schéma descriptif du plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II-1 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1,54
4	Feuille de polyâne	/	/	0,02
5	Isolation thermique au liège	0.04	4	0,16
6	Hourdis et table de compression.	0.20	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0,2
$G_{\text{tot}} = 5.84 \text{ KN/m}^2$				

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

- Le plancher d'étage courant :

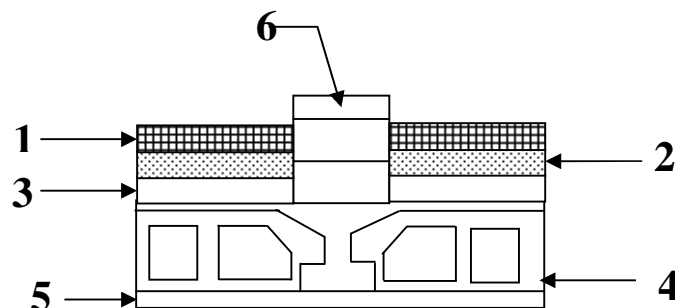


Fig-II-6- Elément constituant les planches d'étage courant

Tableau. II-2 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Carrelage scellé	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Hourdis et table de compression.	0,20	14	2,80
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0,1 + 0,04	9 + 10	0,9+0,4=1,3
$G_{tot} \text{ (corps creux)} = 5,46 \text{ KN/m}^2$				

- Le plancher d'étage de service:

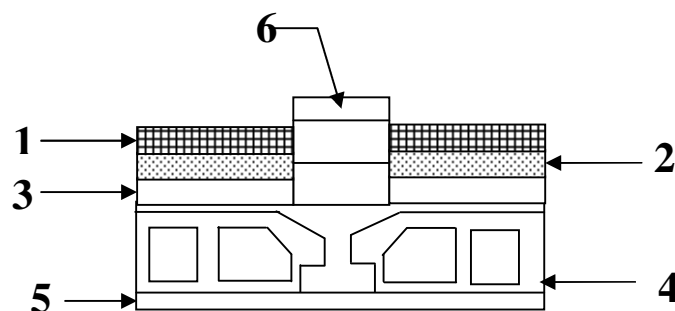


Fig-II-7- Elément constituant les planches d'étage de service

Tableau. II-2 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/ m ²)
1	Carrelage scellé	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Hourdis et table de compression.	0,24	14	3.2
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0,1 + 0.04	9 + 10	0,9+0,4=1,3
$G_{tot} \text{ (corps creux)} = 5,86 \text{ KN/m}^2$				

- Plancher en dalle pleine :

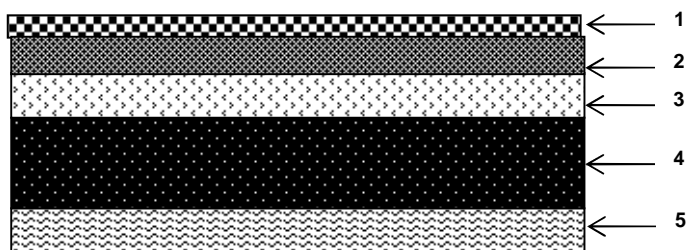


Fig-II-8-Coupe transversale de la dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	1,36
			$G_{\text{tot}} = 6,27 \text{ KN/m}^2$	

b- Les murs :

- Murs extérieurs :

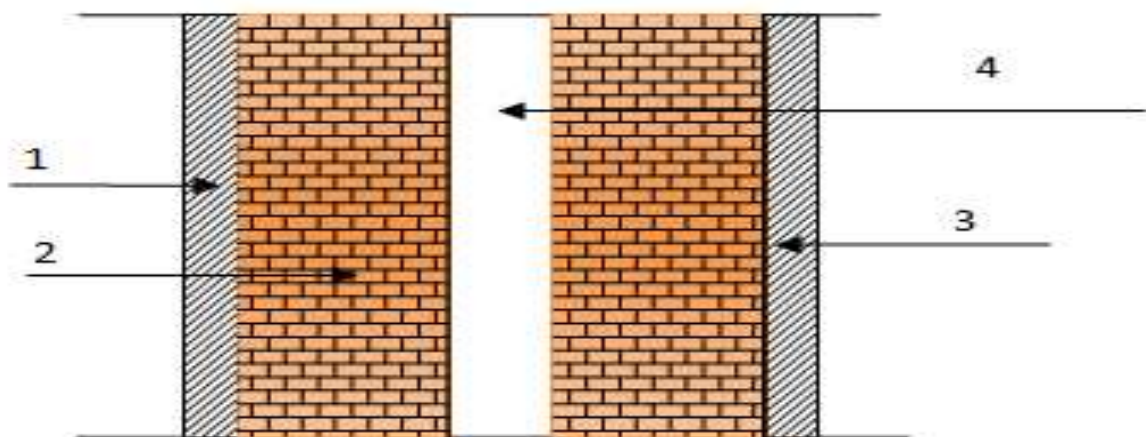


Fig-II-9- Coupe transversale du mur extérieur

Tableau. II-3 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0.36
2	Brique creuse	2x0,1	2x9	2x0,9=1,8
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
4	Lame d'air	0,05	/	0
G_{tot}				2.36KN/m ²

- Murs intérieur :

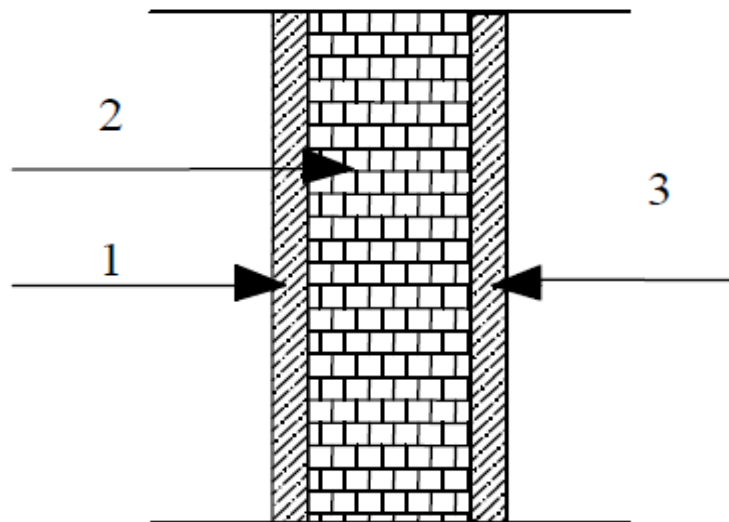


Fig-II-10- Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau. II-4 : valeur de la charge permanent de la maçonnerie (mur intérieur) :

N ^o	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,04	10	0,4
2	Brique creuse	0,10	9	0.9
$G_{tot} =$				1,3KN/m²

c- Acrotère:

$h_t = 60\text{cm}$.

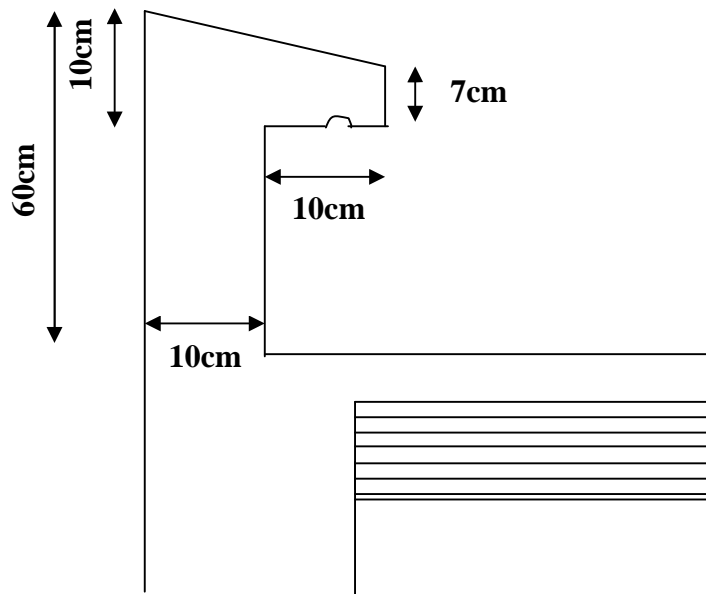


Fig-II-11- Coupe transversale de l'acrotère

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

➤ **Charge permanente Acrotère:**

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

$$G = 25 [(0,03 \times 0,2)/2 + 0,07 \times 0,2 + (0,5 \times 0,1)].$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Tableau. II-6 : Surcharges d'exploitation réglementaires.

Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher usage de service	2.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Balcons	3.5

➤ **Remarque :**

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 par la descente de charge.

4- Application de descente de charge :

a- Détermination de la surface revenant au poteau :

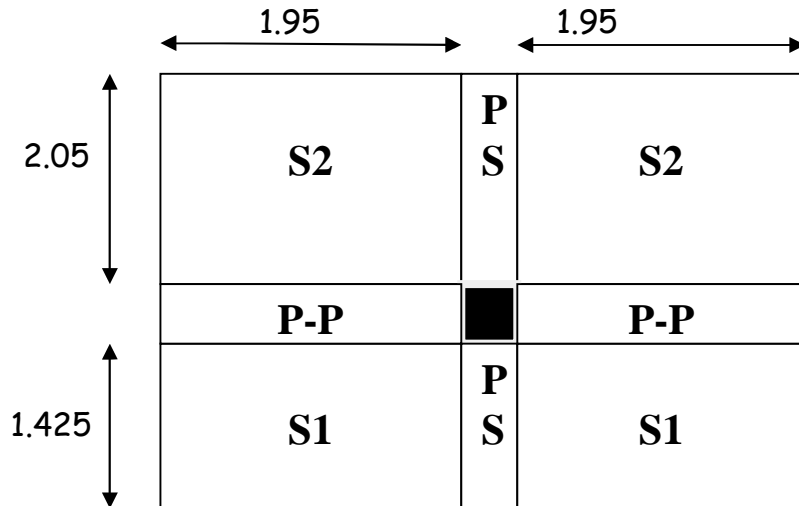


Fig-II-12- Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

$$S = 2 \times S_1 + 2 \times S_2$$

$$S = 2 \times (2.05 \times 1.95) + 2(1.95 \times 1.425) \rightarrow S = 13,553 \text{ m}^2$$

b- Calcul du poids propre des poutres :

- Poutres principales :

$$P_{pp} = G_p \times L = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times (2 \times 1.95)$$

$$P_{pp} = 11.7 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{ps} = G_s \times L = 0.35 \times 0.25 \times 25 \times (2.05 + 1.425)$$

$$P_{ps} = 7.60 \text{ KN}$$

- Poids total des poutres :

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 11.7 + 7.60 = 19.30 \text{ KN}$$

- **poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$b=25\text{cm}$$

Section minimale du RPA 99/version 2003 pour la zone II_a.

$$h=25\text{cm}$$

- Poids des poteaux du RDC :

$$P=0,25 \times 0,25 \times 4,20 \times 25=6,56\text{KN}$$

- Poids des poteaux étage courants :

$$P=0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25=4,78 \text{ KN}$$

c- Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_t = G_{ter} \times S = 5.84 \times 13.553$$

$$G_t = 79.14 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$G_{et} = G_e \times S = 5.46 \times 13.553$$

$$G_{et} = 74 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage de service :**

$$G_{st} = G_s \times S = 5.86 \times 13.553$$

$$G_{st} = 79.42 \text{ KN}$$

d- Calcul des Surcharges d'exploitation :

- **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1 \times 13.553 = 13.553 \text{ KN}$$

- **Planchers étages courants :**

$$Q_1 = Q_2 \dots \dots \dots = Q_8 = 1.5 \times 13.553$$

$$Q_1 = 20.33 \text{ KN}$$

- Plancher de service :

$$Q_9 = 2.5 \times 13.553$$

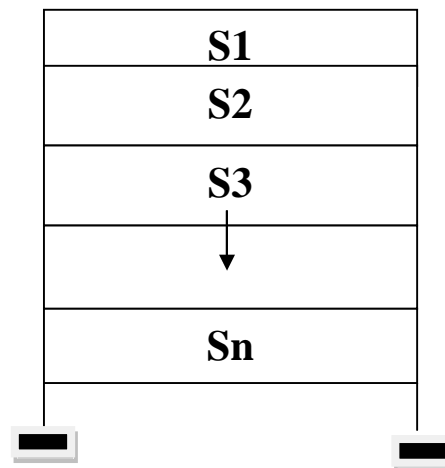
$$Q_9 = 33.84 \text{ KN}$$

e- Loi de dégression de charge : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)

Elles s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

Coefficients de dégression des surcharges :

$$\begin{aligned} \Sigma 0 &= Q_0 \\ \Sigma 1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma 2 &= Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma 3 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \Sigma 4 &= Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ &\downarrow \\ Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum (Q_0 + \dots + Q_n) &\text{ pour } n > 5 \end{aligned}$$



avec :

N : nombre d'étages

Q₀ : la charge d'exploitation du plancher terrasse.

Q₁, Q₂,Q_n sont les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2,.....n, numérotés de haut en bas du bâtiment.

Etages	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.666	0.65

- la terrasse : $Q_0 = 13.553 \text{ KN}$

-le 9^{eme} étage : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 13.553 + 20.33 = 33.863 \text{ KN}$

-le 8^{eme} étage : $Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13.553 + 38.627 = 52.18 \text{ KN}$

-le 7^{eme} étage : $Q_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.553 + 54.891 = 68.444 \text{ KN}$

-le 6^{eme} étage : $Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) =$
 $13.553 + 69.122 = 82.675 \text{ KN}$

-le 5^{eme} étage : $Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) =$
 $13.553 + 81.32 = 94.873 \text{ KN}$

-le 4^{eme} étage : $Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) =$
 $13.553 + 91.485 = 105.038 \text{ KN}$

- le 3^{eme} étage : $Q_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6 + Q_7) =$
 $13.553 + 101.61 = 115.163 \text{ KN}$

-le 2^{eme} étage : $Q_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8) =$
 $13.553 + 111.734 = 125.287 \text{ KN}$

-le 1^{er} étage : $Q_9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) =$
 $13.553 + 131.05 = 144.603 \text{ KN}$

Niveau	Charges permanentes					Charges d'exploitations		Ns = G _c +Q _c (KN)	S = $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ Trouvées (cm ²)	S Adoptée (cm ²)
	G plancher (KN)	G Poutre (KN)	G POT (KN)	G _T (KN)	G Cum(KN)	Q Plancher (KN)	Q _c (KN)			
10(ter)	79.15	19.3	/	98.45	98.45	13.553	13.553	112	74.66	40x40
09	74	19.3	4,7812	98.08	196.53	20.33	33.863	230.39	153.60	40x40
08	74	19.3	4,7812	98.08	294.61	20.33	52.18	346.79	231.19	40x40
07	74	19.3	4,7812	98.08	392.69	20.33	68.44	461.13	307.42	40x40
06	74	19.3	4,7812	98.08	490.77	20.33	82.675	573.44	382.29	40x40
05	74	19.3	4,7812	98.08	589.22	20.33	94.873	684.09	456.06	45x45
04	74	19.3	4,7812	98.08	687.3	20.33	105.03	792.33	528.22	45x45
03	74	19.3	4,7812	98.08	788.38	20.33	115.163	903.54	602.36	45x45
02	74	19.3	4,7812	98.08	883.46	20.33	125.28	1008.74	672.49	45x45
01	79.42	19.3	6,5625	105.28	988.74	33.84	144.60	1133.34	775.56	45x45

➤ $\sigma_{bc}=15$ MPa.

REMARQUE: on a augmenté la section des poteaux pour avoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau des poutres et non pas au niveau des poteaux (éviter la rotule plastique).

f- Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

Pour la zone II_a :

-Min (b, h) ≥ 25 cm → Condition vérifiée.

1-Pour le rez de chaussée, 1^{er}, 2,3 et 4^{ème} étage:

Min (b, h) = 45cm ≥ h/20 = 396/20 = 19,8cm → Condition vérifiée.

2-Pour le reste des étages:

$$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm} \geq h/20 = 286/20 = 14,30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3- $1/4 < b/h < 4$:

- Pour le rez de chaussée, le 1^{er}, 2,3 et 4^{ème} étage: $1/4 < b/h = 45/45 = \frac{1}{4} < 0,1 < 0,4$ Condition vérifiée.

- Pour le reste des étages, on aura : $1/4 < b/h = 40/40 = \frac{1}{4} < 0,1 < 0,4$ condition vérifiée.

g- Vérification des poteaux au flambement :

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.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{B}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

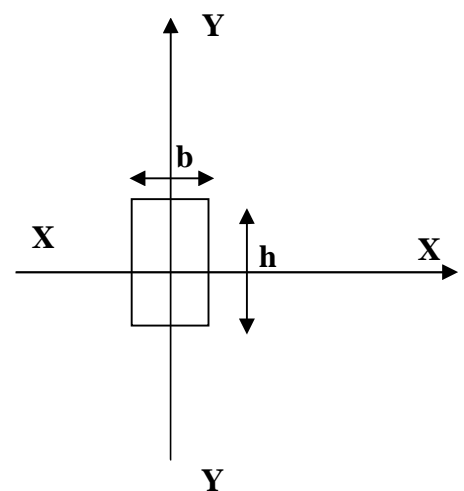
avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($0,7L_0$)

L_0 : Longueur libre de poteau.

i : Rayon de giration (I/B)



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

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

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

✓ **1-Poteau de R.D.C** : ($L_0 = 396\text{cm.}$)

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 396)/45 = 21.29 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **2-Poteau des autres étages** : ($L_0 = 286\text{cm}$)

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 286)/40 = 17.30 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-CONCLUSION:

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de RPA99/version 2003 et la condition de flambement.

II-6-3-Vérification de l'effort normal [Art 7.4.3.1]

$$V = N_d/B_c \times f_{c28} \leq 0.3$$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute).

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$V = 1165.44/40 \times 40 \times 25 = 0,029 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les sections adoptées sont:

✓ Pour le rez de chaussée, le 1^{er}, 2^{èm}, 3^{ème} et 4^{èm} étage:

$$b \times h = 45 \times 45 \text{ cm}^2$$

✓ pour le reste des étages :

$$b \times h = 40 \times 40 \text{ cm}^2$$

Chapitre III

- *Calcul des éléments* -

III-calcul des éléments :**Introduction:**

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Dans ce chapitre, on va procéder au calcul des éléments suivants :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Les escaliers et la poutre palière.
- ❖ Les planchers à corps creux et dalles pleines.
- ❖ Les balcons
- ❖ La salle machine.

III-1- L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère.

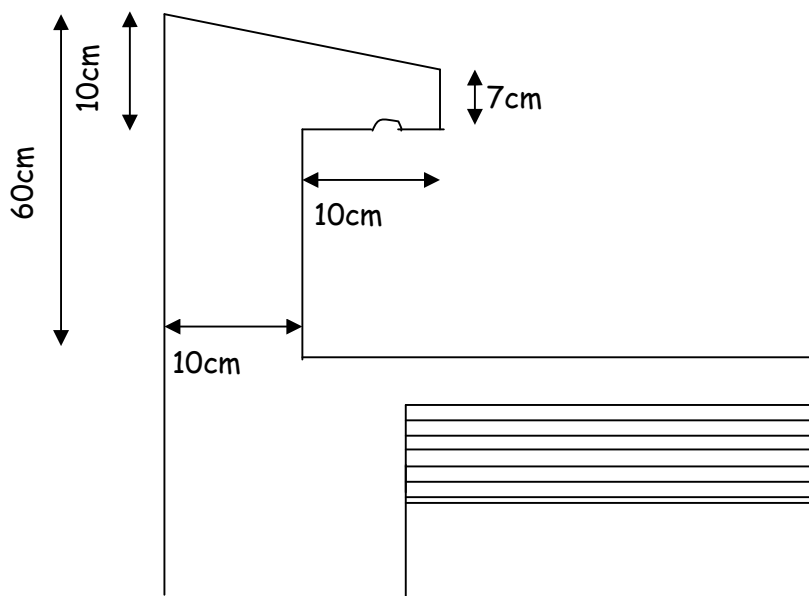


Fig-III-1- coupe verticale de l'acrotère

Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur ; le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

a-Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G=1.675\text{KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N= G \times 1 = 1.675\text{KN}$.
- Effort tranchant max du a la surcharge Q : $T= Q \times 1 = 1\text{KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M=Q \times H \times 1 = 0.60\text{KN.m}$

- Diagramme des efforts internes (M, T, N) :

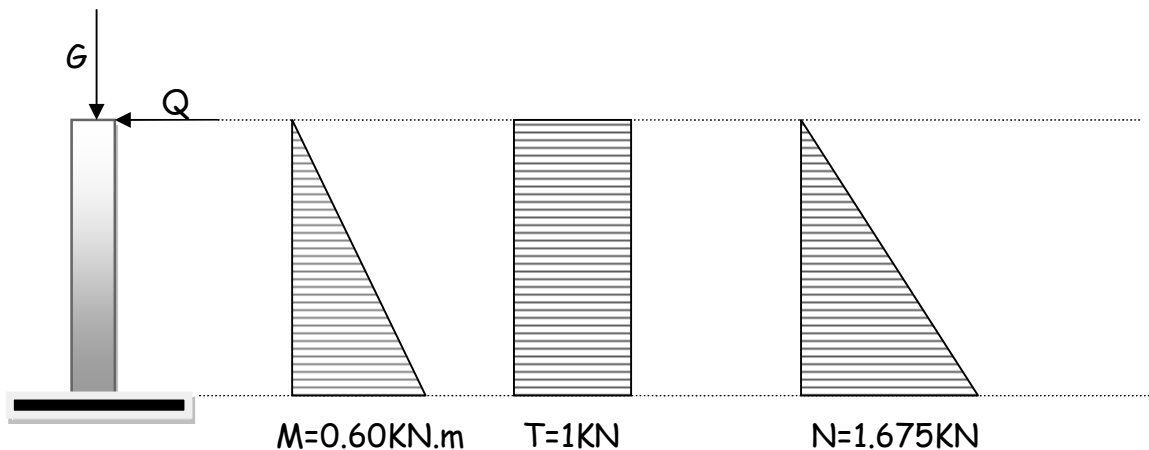


Fig-III-2- diagrammes des efforts internes.

b-Combinaisons de charges :

b-1- Etat limite ultime :

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

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.675 = 2.26\text{KN}.$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}.$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = 1.5 \times 0.60 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

- b-2- Etat limite de service :**

La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$.

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = N = 1.675 \text{ KN.}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

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

c-Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

- **Etat limite ultime :**



Fig-III-3-section soumise a la flexion composée.

- $h = 10 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 8 \text{ cm}$
- $c = 2 \text{ cm}$

❖ **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - 2 = \frac{0.10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

$$\text{On a } e_u \geq \frac{h}{2} - 2$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• **Etape fictive :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - 2 \right) = 0.9 + 2.26 \times (0.05 - 2) = 0.97 \text{ KN.m}$$

▪ **Moment réduit :**

$$M_f = f_{bu} \times b \times \mu_f \implies \text{avec } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\implies \mu_f = \frac{M_f}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.97 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times (8^2)} = 0.0106$$

$$\mu_f = 0.0106 \leq \mu_{id} = 0.186 \implies \text{S.S.A}$$

$$\implies A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times d \times \beta_f} = \frac{0.97 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0.995} = 0.35 \text{ cm}^2$$

• **Etape réelle :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

d-vérifications :**d-1-condition de non fragilité :**

$$A_{str} \geq A_{min} \implies A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{es-0.455(d)}{es-0.185(d)} \right) b \cdot d$$

$$\text{Avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.358\text{m} = 35.8\text{cm}$$

$$\implies A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \cdot \left(\frac{35.8-0.455(8)}{35.8-0.185(8)} \right) 100.8$$

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

$$A_{str} < A_{min} \implies \text{condition non vérifiée.}$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

$$\text{Soit } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$
- **Espacement :** $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$

d-2-contrainte tangentielle : (art A5.22/ BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187 \text{ MPA} \\ 0.07 \times \frac{2.1}{1.5} = 1.16 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{cj}}{b} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

d-3-vérification de l'adhérence dans les barres :(art A6.1, 3/BAEL) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum u} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

- $\Psi_s = 1.5$ Acier de haute adhérence
- $\sum u = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \\ \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = 0.207 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \implies$ La condition est vérifiée.

d-4-Ancrage des barres : (Art A6.1, 22/BAEL) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm}$$

On adoptera $L_s = 30 \text{ cm}$

e-vérification à l'état limite de service :

- Vérification de contraintes dans le béton [Art A-4.5.2 BAEL 91 modifié 99] :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{st}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \\ \sigma_{bc} = k \sigma_{st} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \implies K_1 = 47.50 \implies B_1 = 0.920$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.50} \times 40.55 = 0.853 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{st}} \implies$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de contraintes dans l'acier [Art A-4.5.33 BAEL 91 modifié 99] :**

- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Les contraintes dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{f_{ct28}} \}$$

$\eta = 1,6$ coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \}$$

$$\sigma_{st} = \min \{ 266,66 ; 292,19 \}$$

$$\sigma_{st} = 266,66 \text{ MPA.}$$

$$\text{Et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 10,55 \text{ MPA}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies$ La condition est vérifiée.

- Les conditions étant vérifiées, donc notre ferrailage à l'ELU est vérifié à l'ELS.

On adopte :

- ❖ **Armatures principales :** 4HA8 /ml avec $St=25\text{cm}$.
- ❖ **Armatures secondaires :** 4HA8/ ml avec $St=25\text{cm}$.

f-Vérification de l'acrotère au séisme [Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003] :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : $A = 0.15$ (Zone , groupe d'usage 2).
- C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0.3 et 0.8 dans notre cas : $C_p=0.8$.
- W_p : poids de l'élément considéré : $W_p=1.675\text{KN/ml}$.
- $FP= 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN/ml}$.
- $FP=0.804\text{KN/ml} < Q=1\text{KN/ml}$

▪ **Conclusion :**

La condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

III-2-1- Calcul des escaliers :

1- Introduction :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de paliers de pose. Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre un palier de pose ne doit pas dépasser les 25 cm. L'escalier peut être réalisé avec différents matériaux béton, béton armée (coules sur place ou préfabriqués), aciers, bois...

2- Terminologie :

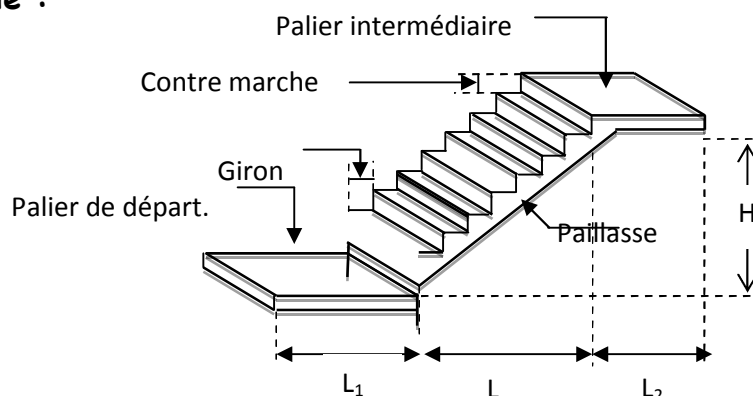


Fig.III-2-1- Présentation schématique d'une volée d'escalier droit.

- **La marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varie de 14 à 18cm.
- **Le giron (g)** : c'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** : c'est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : c'est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : c'est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

3- Les différents types d'escaliers:

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

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

On donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut imaginer des formes et des dispositions très variées.

Quelques exemples sont donnés dans la **Fig-III-2-2** :

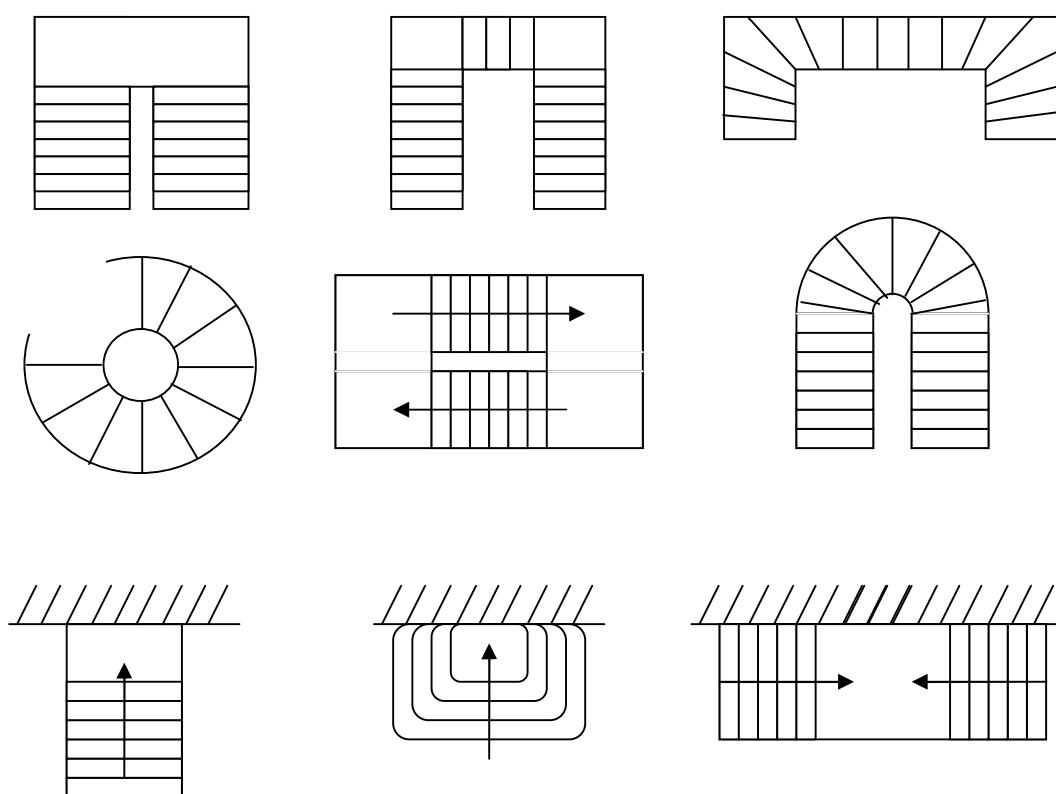


Fig-III-2-2- Quelques types d'escalier.

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée (la plus défavorable), et on adopte le même ferrailage pour les autres volées des étages courants.

4- Calcul des escaliers :

Les escaliers sont assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

- **Dimensionnement:**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée à partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

$$58 \text{ cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.}$$

Cela afin d'assurer le confort et éviter la fatigue des usagers. La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$ et un giron $g=30\text{ cm}$.

- **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

Soit n le nombre de contre marches, et m le nombre de marches.

$H_{\text{tot}}=306\text{cm}$; $h=17\text{cm}$; donc : $n=18 \rightarrow n=18$ contre marches.

- **Etude de la volée :**

Notations utilisées :

- g : giron.
- h : hauteur de la contre marche.
- e_p : épaisseur de la paillasse.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur de la volée projetée.

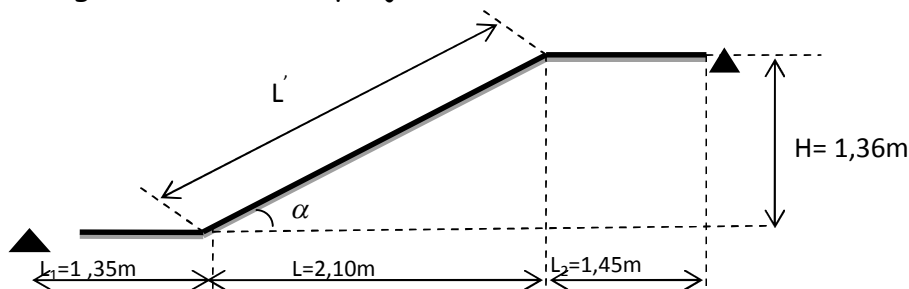


Fig-III-2-3- Schéma statique

- **Dimensionnement de la paillasse :**

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés,

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par : $\longrightarrow \frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec : $L_0 = L_1 + L + L_2$

Calcul de L' :

D'après la **Fig-III-3**, on déduit : $tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0,65 \Rightarrow \alpha = 33,02^\circ$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\text{Cos}\alpha} = \frac{2,10}{0,84} = 2,5 \text{ m.} \Rightarrow \mathbf{L' = 2,5 \text{ m.}}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 1,45 + 2,5 + 1,35 = 5,3 \text{ m} \Rightarrow L_0 = 5,3 \text{ m.}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \Leftrightarrow \frac{530}{30} \leq e_p \leq \frac{530}{20} \Leftrightarrow 17,66 \leq e_p \leq 26,5$$

On prend : $e_p = 22 \text{ cm.}$

- **Détermination des sollicitations de calcul :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie 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.

- **Charge permanente**

A- La volée :

- Poids propre de la paillasse : $0,20 \times 25 / \cos(33,02^\circ) = 5,96 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche : $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de revêtement :
 - Carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
 - Mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
 - Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
 - Lit de sable : $22 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre du garde-corps : $0,2 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 10,18 \text{ kN/m}^2$$

B- Le palier :

- Poids de la dalle : $25 \times 0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Lit de sable : $22 \times 0,03 = 0,66 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 6,9 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN / m}^2$

La volée : $Q_v = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Le palier : $Q_p = 2,5 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaisons de charges et surcharges :**

- **ELU :** $(1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml}$

Volée : $q_{uv} = (1,35 \times 10,18 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 17,49 \text{ kN / ml}$

Palier : $q_{up} = (1,35 \times 6,9 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ml} = 13,06 \text{ kN/ml}$

- ELS : $(G+Q) \times 1 \text{ml}$

Volée : $q_{sv} = (10,18 + 2,5) \times 1 \text{ml} = 12,68 \text{ kN/ml}$

Palier : $q_{sp} = (6,9 + 2,5) \times 1 \text{ml} = 9,4 \text{ kN/ml}$

4-1- Calcul à l'ELU: 17,49 kN/ml

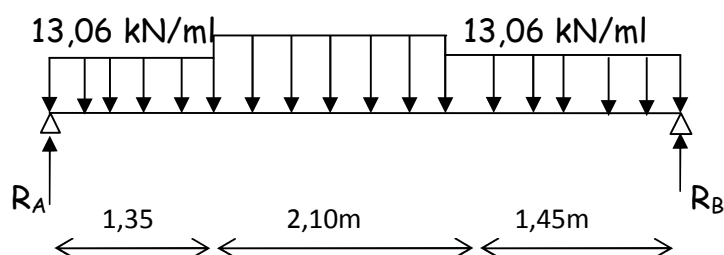


Fig-III-2-4 - Schéma statique d'escalier à l'ELU

Le schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

A- Calcul des efforts internes :

- Calcul des réactions :

$$\sum F = 0$$

$$13,06 \times (1,35 + 1,45) + (17,49 \times 2,10) = R_A + R_B = 73,3 \text{ KN} \Rightarrow R_B + R_A = 73,3 \text{ KN}$$

- Calcul de R_A et R_B :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 36,74 \text{ KN} ; R_B = 36,56 \text{ KN}$$

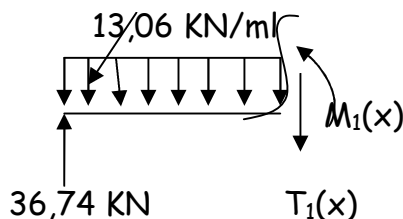
- Efforts tranchant

- * 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35 \text{m}$

$$T_1(x) - 36,74 + 13,06X = 0$$

$$T_1(x) = -13,06 X + 36,74$$

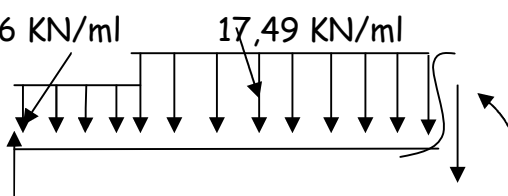
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_1(0) = +36,74 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,35 \rightarrow T_1(1,35) = +19,11 \text{ KN} \end{cases}$$



- * 2^{eme} tronçon: $1,35 \text{m} \leq x \leq 3,45 \text{ m}$

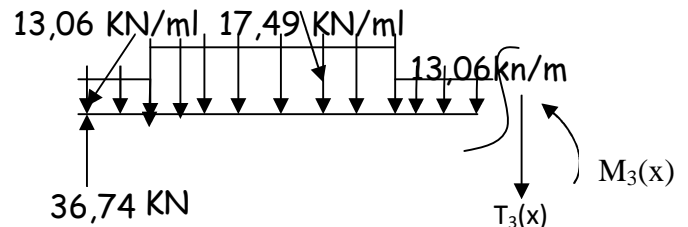
$$T_2(x) - 36,74 + 13,06 (1,35) + 17,49 (X - 1,35) = 0$$

$$T_2(x) = -17,49 X + 42,72$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,35 \rightarrow T_2(1,35) = +19,11 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,45 \rightarrow T_2(3,45) = -17,62 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 36,74 \text{ KN} \\ M_2(x) \\ T_2(x) \end{array}$$

- 3^{eme} tronçon: $3,45 \text{ m} \leq x \leq 4,9 \text{ m}$



$$T_3(x) - 36,74 + 13,06 (1,35) + 17,49 (2,10) + 13,06(x-3,45) = 0$$

$$T_3(x) = -13,06x + 27,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 3,45 \rightarrow T_3(3,45) = -17,62 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,9 \rightarrow T_3(4,9) = -36,55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Moments fléchissant :

- * 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

$$M_1(x) - 36,74 \cdot x + 13,06 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_1(x) = -6,53x^2 + 36,74x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0\text{m} \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.} \\ x=1,35 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=1,35) = 37,7 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- * 2^{er} tronçon : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,45 \text{ m}$

$$M_2(x) = -17,49 \cdot \frac{(x-1,35)^2}{2} - 1,35 \cdot 13,06 \cdot \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 36,74 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1,35\text{m} \Rightarrow M_1(x=1,35) = 37,7 \text{ kN.m} \\ x=3,45 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=3,45) = 39,26 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- * 3^{eme} tronçon : $3,45 \text{ m} \leq x \leq 4,9 \text{ m}$

$$M_3(x) = +36,74x - (13,06 \times 1,35)(x-0,675) - (17,49 \times 2,10)(x-2,4) - 13,06(x-3,45)^2/2 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=3,45 \Rightarrow M_3(x=3,45) = 39,26 \text{ KN.m} \\ x=4,9 \Rightarrow M_3(x=4,9) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- Calcul du moment max :

La section là où se situ le moment max est en deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = -17,49x + 42,72 = 0 \Rightarrow x = 2,44 \text{ m}$$

Puis on calcule le moment max :

$$M_3(x) = -17,49 \cdot \frac{(x - 1,35)^2}{2} - 1,35 \cdot 13,06 \cdot \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 30,41 \cdot x$$

$$M_{\max} = M(2,44) = 48,14 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.

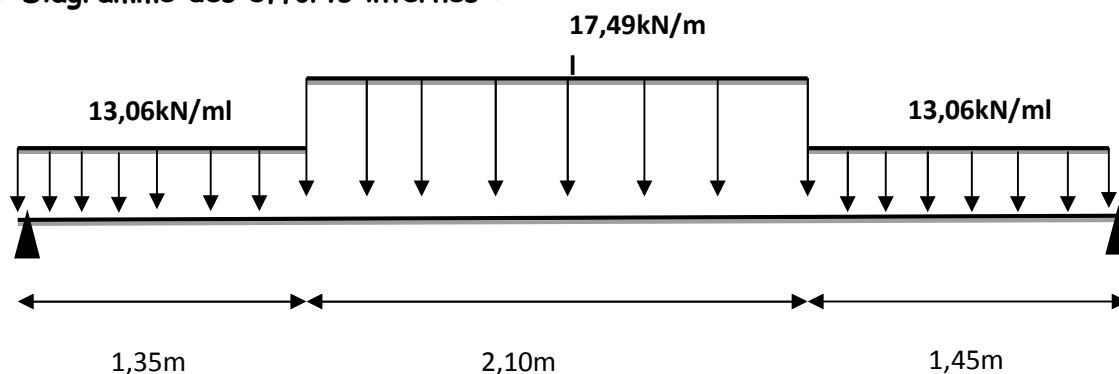
✓ Aux appuis:

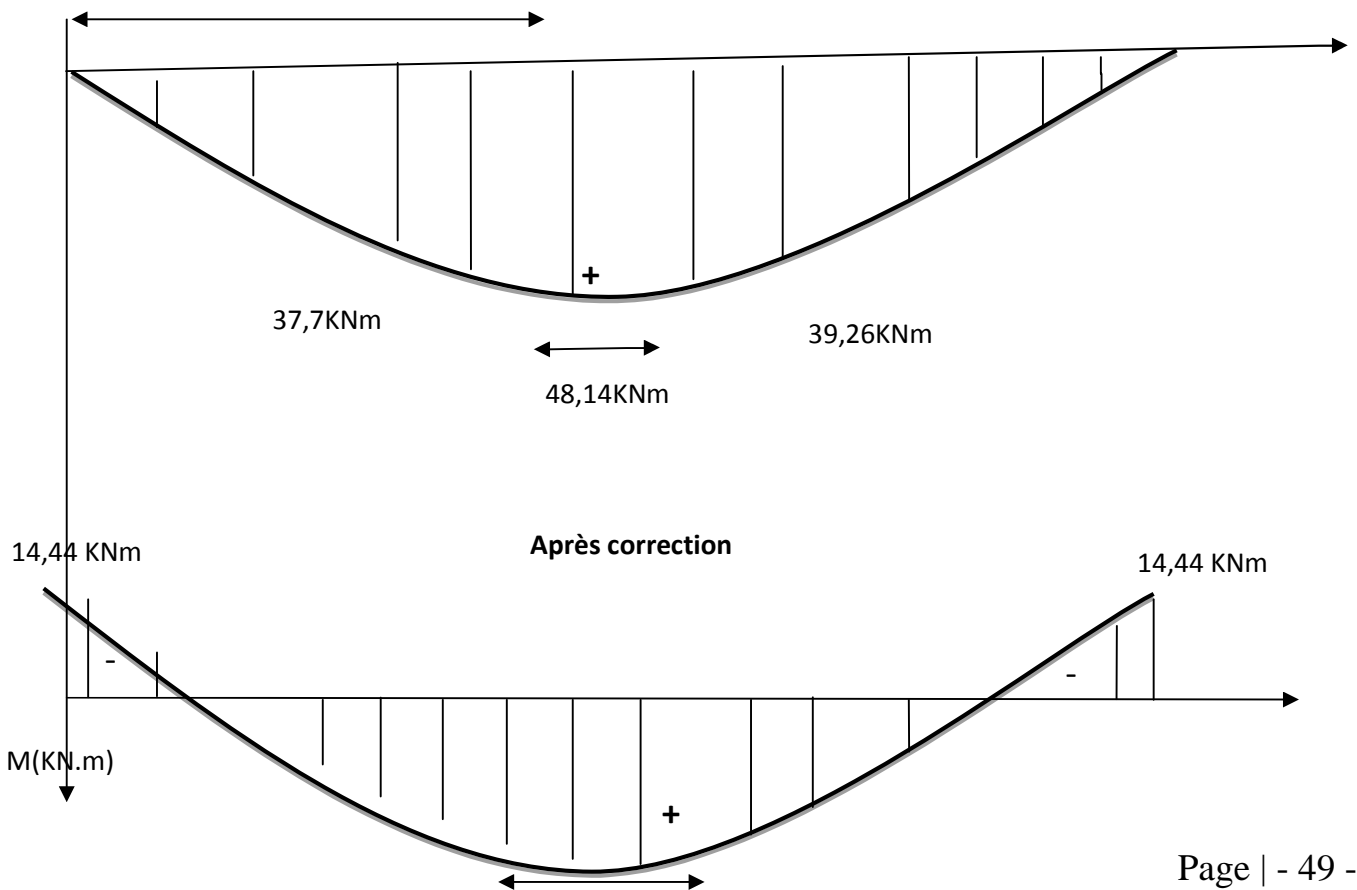
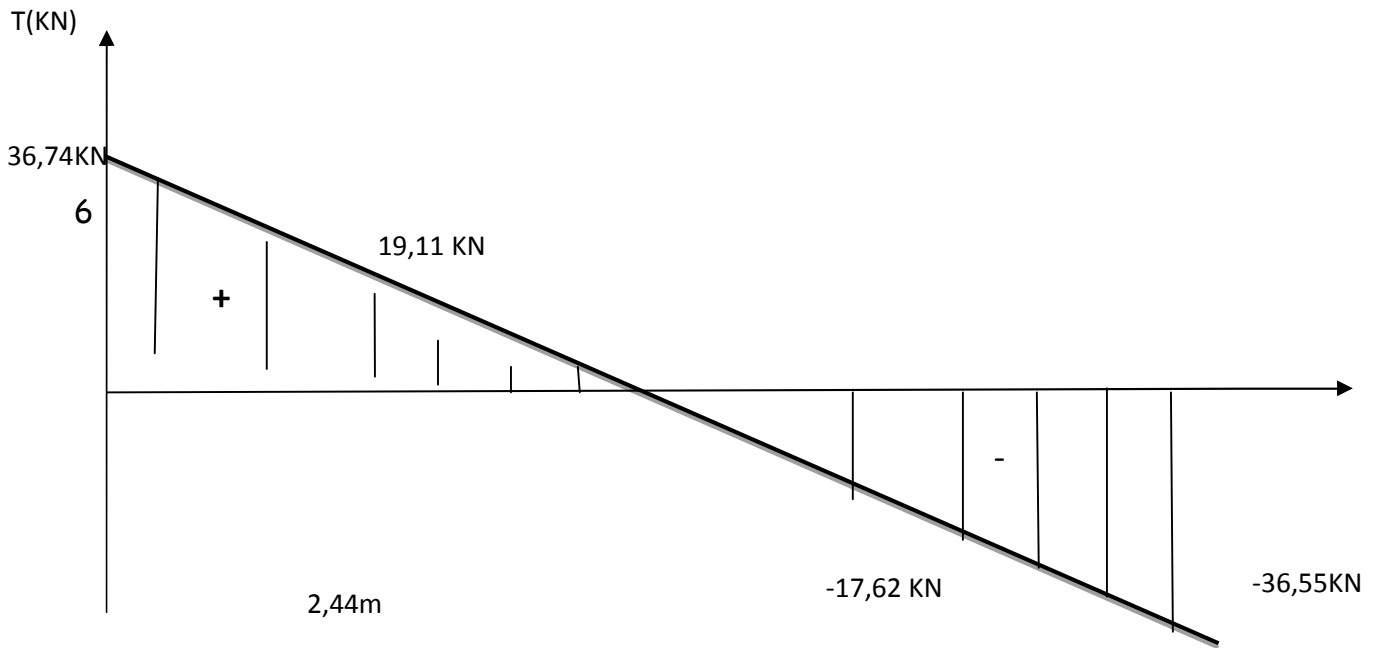
$$M_{ua} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 48,14 = -14,44 \text{ KN.m}$$

✓ En travée

$$M_{ut} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 48,14 = 40,92 \text{ KN.m}$$

B-Diagramme des efforts internes :

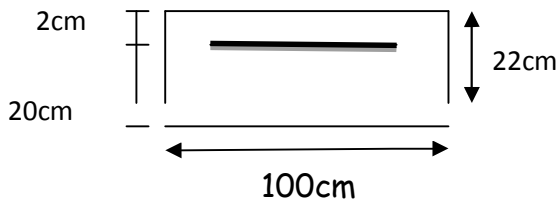




C- Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

B= 100 cm C= 2 cm d= 20cm



1- Aux appuis :

• Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,44 \cdot 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,026 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,987$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,026 \Rightarrow \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA} \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right.$$

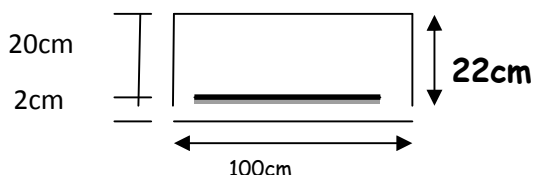
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,44 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 20 \cdot 348} = 2,10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4,51 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}12$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

2- En travée :



• Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,92 \cdot 10^3}{100 \times (20)^2 \times 14,2} = 0,072 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,963$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b = 0,072 \Rightarrow \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA} \\ \mu_l = 0,392 \end{array} \right.$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{40,92 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 20 \cdot 348} = 6,10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 = 7\text{HA} 12$ Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

• Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}.$$

D- Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99) :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.20.\frac{2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2,41 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 4,51 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^+ = 7,92 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^+ > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} \quad \text{Avec : } T_{U\max} = 36,74 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{36,74}{1.0,2} = 183,7 \text{ kN / m}^2 = 183,7.10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_U = 183,7.10^{-3} \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence aux appuis : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3) :**

$$\bar{\tau}_{Se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Se} = \frac{T_{U\max}}{0,9.d.\sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n.\pi.\phi = 4.(3,14).10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{36,74.10^3}{0,9.200.125,6} = 1,62 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,62 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{Se} < \bar{\tau}_{Se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,32 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$.

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 17 \text{ cm}$

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,50 \text{ cm}$

Par exemple : Pour $\phi = 1,0 \text{ cm}$

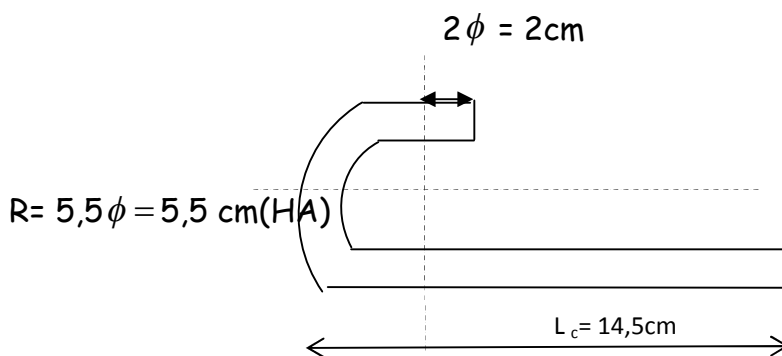


Fig-III-2-5- Ancrage courbe d'une barre.

• Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• Dans le béton : (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1.313)

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 2}{1,5} = 1200 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{V}_u = 1200 \text{ KN} \\ V_u = T_u = 36,74 \text{ KN} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Les aciers : (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1.321) :

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left(36,74 \times 10^{-3} - \frac{14,44 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,2} \right) = -0,000012 < 0$$

➤ Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

- **Espacement des barres :**

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

- **Armatures principales :**

$$S_{tmax} = \min\{3h|33cm\} = \min\{3 \times 22cm|33cm\} = \min\{66cm|33cm\}$$

$$S_{tmax} = 33cm .$$

On a l'écartement des barres en appuis (4HA10) et en travée (7HA12)

$S_t = 25$ cm et 15 cm respectivement.

$\Rightarrow S_{tmax} > S_t$ donc la condition est vérifiée

- **Armatures de répartition :**

$$S_{tmax} = \{4h|45cm\} = \min\{4 \times 22|45cm\} = \min\{88|45cm\}$$

$$S_{tmax} = 45cm$$

On a l'écartement des barres de répartition $S_t = 25$ cm (4HA8)

$\Rightarrow S_{tmax} > S_t$ condition vérifiée

4-2- Calcul à l'ELS :

ELS : $(G+Q) \times 1ml$

Volée : $q_{sv} = (10,18+2,5) \times 1ml = 12,68$ kN/ml

Palier : $q_{sp} = (6,9+2,5) \times 1ml = 9,4$ kN/ml

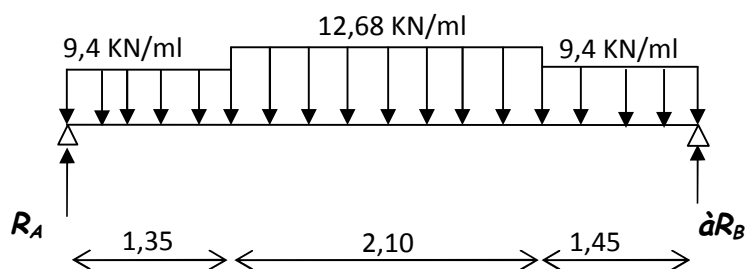


Fig-III-2-6- Schéma statique d'une barre à l'ELS

A- Calcul des efforts internes :

- **Calcul des réactions :**

$$\sum F = 0$$

$$9,4 \times (1,35+1,45) + 12,68 \times 2,10 = R_A + R_B = 52,95 \text{ KN} \Rightarrow R_B + R_A = 52,95 \text{ KN}$$

Calcul de R_A et R_B :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 26,54 \text{ KN} ; R_B = 26,41 \text{ KN}$$

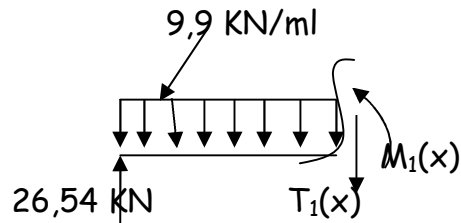
• Efforts tranchant :

* 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35\text{m}$

$$T_1(x) - 26,54 + 9,4x = 0$$

$$T(x) = -9,4x + 26,54$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_1(0) = +26,54 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 1,35 \rightarrow T_1(1,35) = +13,85 \text{ KN} \end{cases}$$

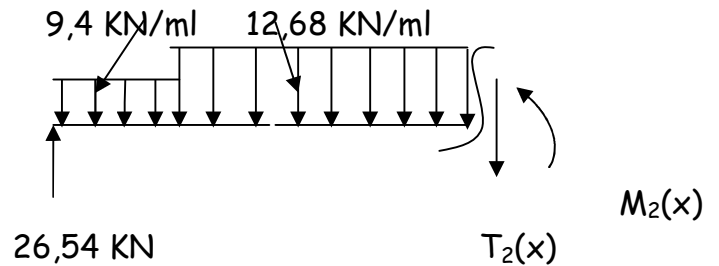


* 2^{eme} tronçon: $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,45 \text{ m}$

$$T_2(x) - 26,54 + 9,4(1,35) + 12,68(x - 1,35) = 0$$

$$T_2(x) = -12,68x + 30,97$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,35 \rightarrow T_2(1,35) = 13,85 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,45 \rightarrow T_2(3,45) = -12,78 \text{ KN} \end{cases}$$

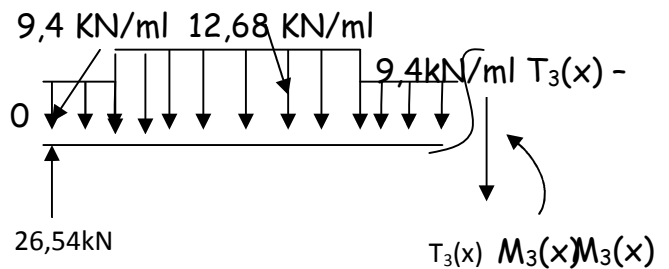


* 3^{eme} tronçon: $3,45 \text{ m} \leq x \leq 4,9 \text{ m}$

$$26,54 + 9,4(1,35) + 12,68(2,10) + 9,4(x - 3,45) = 0$$

$$T_3(x) = -9,4x + 19,65$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,45 \rightarrow T_3(3,45) = -12,78 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 4,9 \rightarrow T_3(4,9) = -26,41 \text{ KN} \end{cases}$$



• Moments fléchissant :

* 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$

$$M_1(x) - 26,54 \cdot x + 9,4 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -4,7x^2 + 26,54x$$

$$\begin{cases} x=0\text{m} \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,35 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=1,35) = 27,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

* 2^{er} tronçon : $1,35 \text{ m} \leq x \leq 3,45 \text{ m}$

$$M_2(x) = -12,68 \cdot \frac{(x - 1,35)^2}{2} - 1,35 \cdot 9,4 \cdot \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 26,54 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1,35 \text{ m} \Rightarrow M_2(x=1,35) = 27,26 \text{ KN.m} \\ x= 3,45 \text{ m} \Rightarrow M_2(x=3,45) = 28,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{eme} tronçon : 2,99 m ≤ x ≤ 4,29 m

$$M_3(x) = +26,54x - (9,4 \times 1,35)(x - 0,675) - (12,68 \times 2,10)(x - 2,4) - 9,4(x - 3,45)^2 / 2 = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=3,45 \Rightarrow M_3(x=3,45) = 28,38 \text{ KN.m} \\ x=4,9 \Rightarrow M_3(x=4,9) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Calcul du moment max :**

La section où se situe le moment max est au deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = -12,68x + 30,97 = 0 \Rightarrow x = 2,44 \text{ m}$$

Puis on calcule le moment max :

$$M_2(X) = -12,68 \cdot \frac{(x - 1,35)^2}{2} - 1,35 \cdot 9,4 \cdot \left(x - \frac{1,35}{2}\right) + 26,54 \cdot x$$

$$M_{\max} = M(2,44) = 34,83 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.

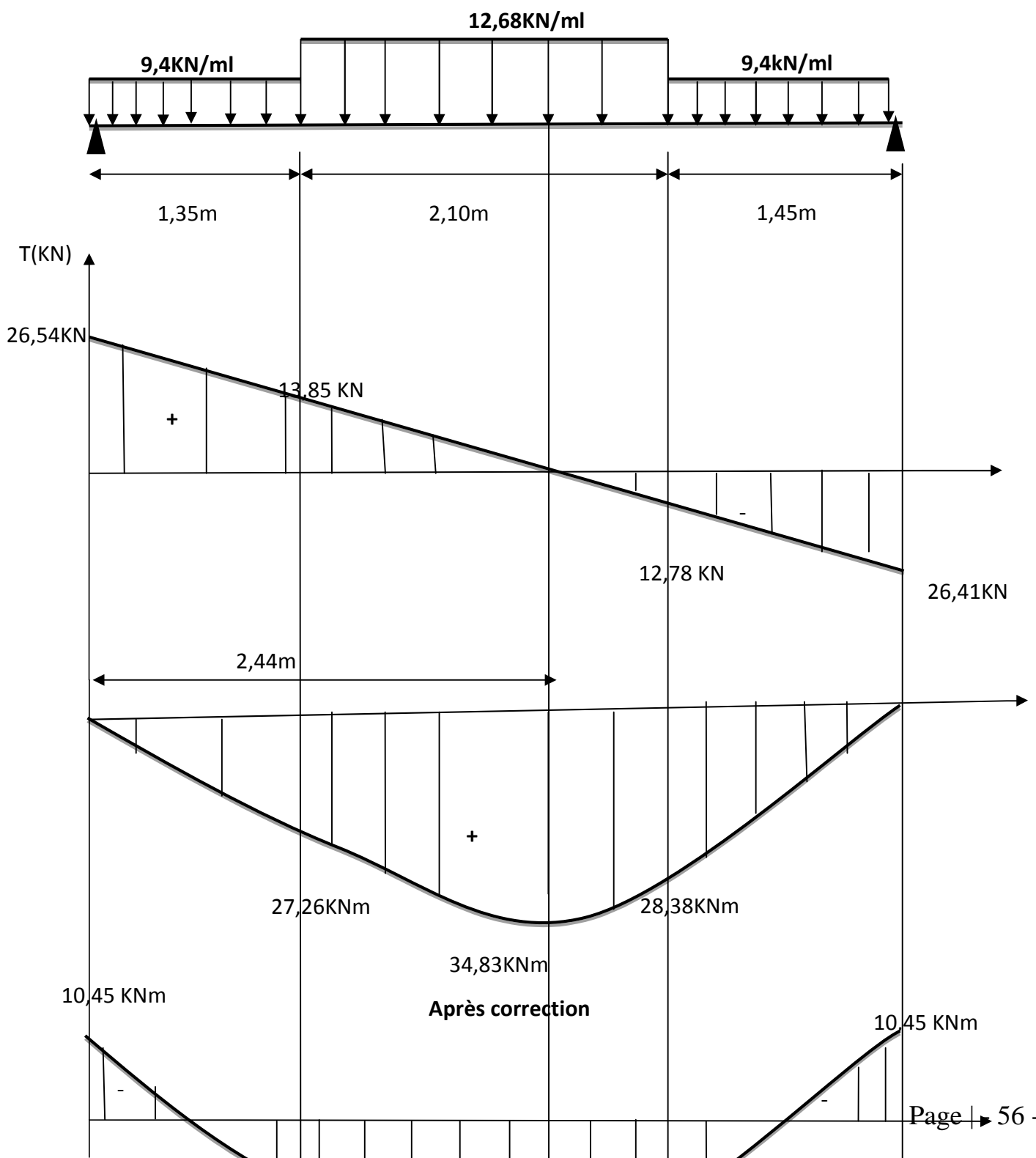
✓ **Aux appuis :**

$$M_{sa} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 34,83 = -10,45 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée:**

$$M_{st} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 34,83 = 29,60 \text{ KN.}$$

B-Diagramme des efforts internes :



C-Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I)

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

1) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 20} = 0,157 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,935 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,45 \cdot 10^6}{0,935 \times 200 \times 3,14 \cdot 10^2} = 177,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177,97}{61,92} = 2,87 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 20} = 0,396 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,903 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{29,6 \cdot 10^6}{0,903 \times 200 \times 7,92 \cdot 10^2} = 206,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{206,94}{36,55} = 5,66 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,66 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424) :
- Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois Conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec:

h : hauteur totale (22 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=4,9m

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ Avec : } \frac{h}{L} = \frac{22}{490} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

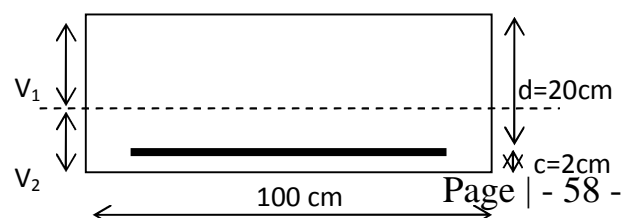
$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_{palier}^s) = q_v^s = 12,68 \text{ KN/ml}$$

E_v : Module de déformation différé

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

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



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

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

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (22)^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 20$$

$$S_{xx} = 26576 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 22) + (15 \times 7,92)$$

$$B_0 = 2318,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{26576}{2318,8} = 11,46 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 22 - 11,4 = 10,54 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} ((11,46)^3 + (10,54)^3) + 15 \times 7,92 (10,54 - 2)^2$$

$$I = 90213,41 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,68 \times 10^3 \times (4,90)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 90213,41 \times 10^{-8}} = 9,75 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,975 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0,98 \text{ cm}$$

$$f = 0,975 \text{ cm} < \bar{f} = 0,98 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

NB : pour le Schéma de ferrailage voir l'annexe

III-2-2- Calcul de la poutre palière :**1- Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux ; sa portée max est de 2,50m.

2- Dimensionnement :

$L = 2,50\text{m}$, Portée libre de la poutre.

a- Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16,67\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}.$$

À priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{cm}$

b- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 10\text{cm} < b \leq 17,5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de **RPA** on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

c- Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre :

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

d- Réactions d'appuis de palier :

- À l'ELU : $R_B^U = 36,56 \text{ KN/ml.}$
- À l'ELS : $R_B^S = 26,41 \text{ KN/ml.}$

e- Combinaison des charges et surcharges:

- À l'ELU : $q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \cdot 1,875 + 36,56 = 39,09 \text{ KN/ml.}$

$$q_u = 39,09 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELS: $q_s = G + R_B^s = 1,875 + 26,41 = 28,28 \text{ KN/ml}$.

$$q_s = 28,28 \text{ KN/ml}$$

f- Schémas statiques:

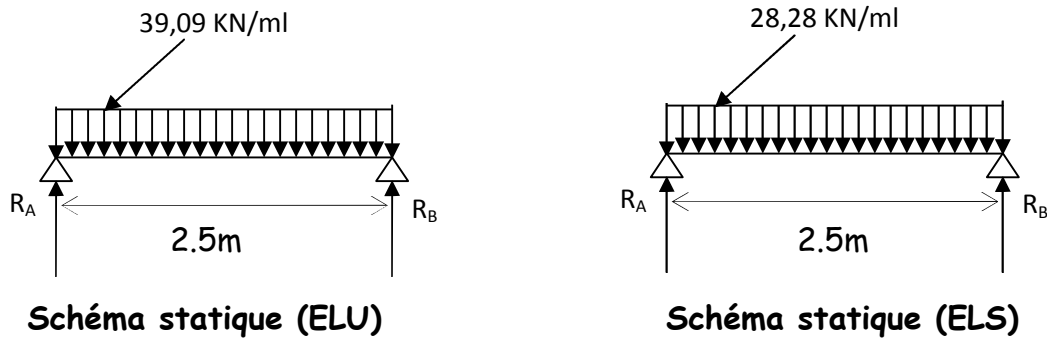


Fig III-2-2-1 : Schéma statique de la poutre palière

✓ À l'ELU :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{39,09 \cdot 2,50}{2} = 48,86 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{39,09 \cdot (2,50)^2}{8} = 30,54 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

- Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 30,54 = 25,96 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 30,54 = -9,16 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant :

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{39,09 \times 2,50}{2} = 48,86 \text{ KN}$$

✓ À l'ELS :

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{28,28 \cdot 2,50}{2} = 35,35 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{28,28 \cdot (2,50)^2}{8} = 22,09 \text{ KN.m}$$

- Moments corrigés :

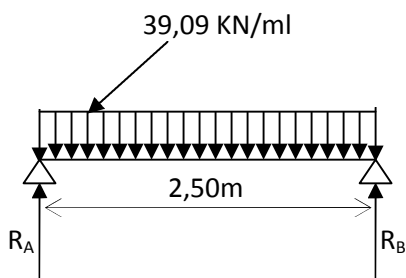
En travée : $M_T = 0,85 \cdot 22,09 = 18,78 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot 22,09 = -6,63 \text{ KN.m}$

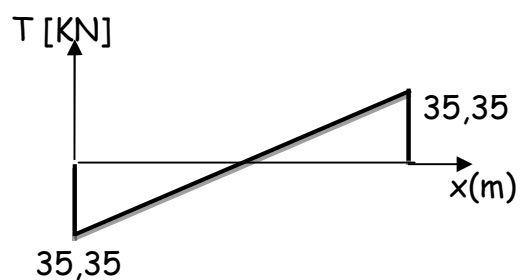
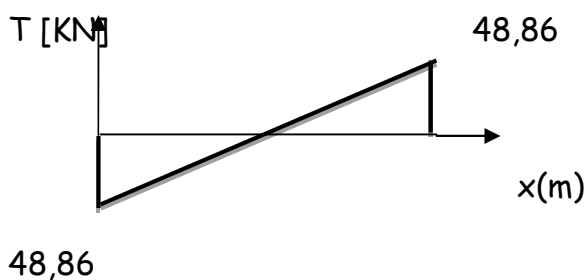
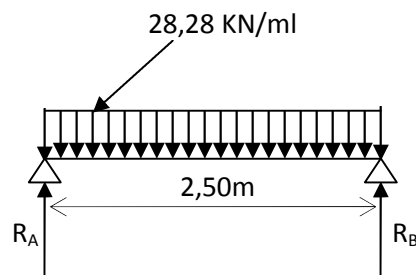
- Effort tranchant :

$$T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{28,28 \times 2,50}{2} = 35,35 \text{ KN}$$

À l'ELU



À l'ELS



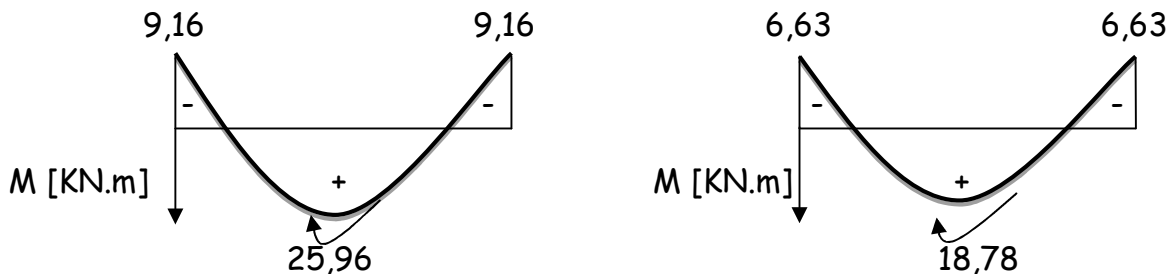


Fig III-2-2-2- Les diagrammes des efforts internes

3-Ferrailage :

- En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25,96 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,094$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,96 \times 10^3}{0,951 \times 28 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3,38 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

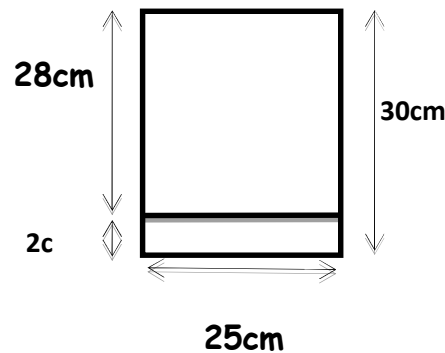
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,16 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$u_b 0,034 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,16 \times 10^3}{0,983 \times 28 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}12 = 3,38 \text{ cm}^2$$



4- Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :

$$A_{\min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23.28.25 \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99 Art. 5.1.2.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{48,86.10^3}{0,25 \times 0,28.10^6} = 0,698 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 48,86 \text{ kN} \leq 0,4 \times 0,9.b.d. \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 48,86 \text{ kN} \leq 547,83 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d. Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9.d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(48,86 + \frac{9,16}{0,9.0,28} \right) = 2,50 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3,14(4 \times 10) = 125,6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,86 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 125,6} = 1,544 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} = 1,544 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f. Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99 Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$$

Soit **Ls=35cm**

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA au travée et aux appuis est :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

Soit un crochet de 15cm.

g. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,0 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

h. Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

$$- St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 25} = 125,6 \text{ cm}$$

$$-St_3 \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \cdot 3,14 \cdot 400}{25(0,698 - 0,3 \times 2,1)} = 591,06 \text{ cm}$$

• **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

✓ **Zone nodale :**

$$-St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,0; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3}; S_{t_4}\} = 7,5 \text{ cm.}$$

$$S_t = 7 \text{ cm.}$$

✓ **Zone courante:**

$$S_{t_5} \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3}; S_{t_5}\} = 15 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0,003.15.25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5- Vérification à l'ELS :

a. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 35,35 \text{ KN}$$

b. Les moments corrigés :

$$M_t = 18,78 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -6,63 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- **Etat limite de compression dans le béton :**

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

- ✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 34,01 \Rightarrow \kappa = 0,029 \\ \beta_1 = 0,898 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,63 \times 10^3}{0,898 \times 28 \times 3,14} = 83,97 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,029 \times 83,97 = 2,44 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{25 \times 28} = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 34,01 \Rightarrow \kappa = 0,029 \\ \beta_1 = 0,898 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18,78 \times 10^3}{0,898 \times 28 \times 3,14} = 237,86 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :** $\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,037 \times 208,21 = 7,7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow$
Condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{250} = 0,12 > \frac{18,78}{10(22,09)} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{25 \times 28} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

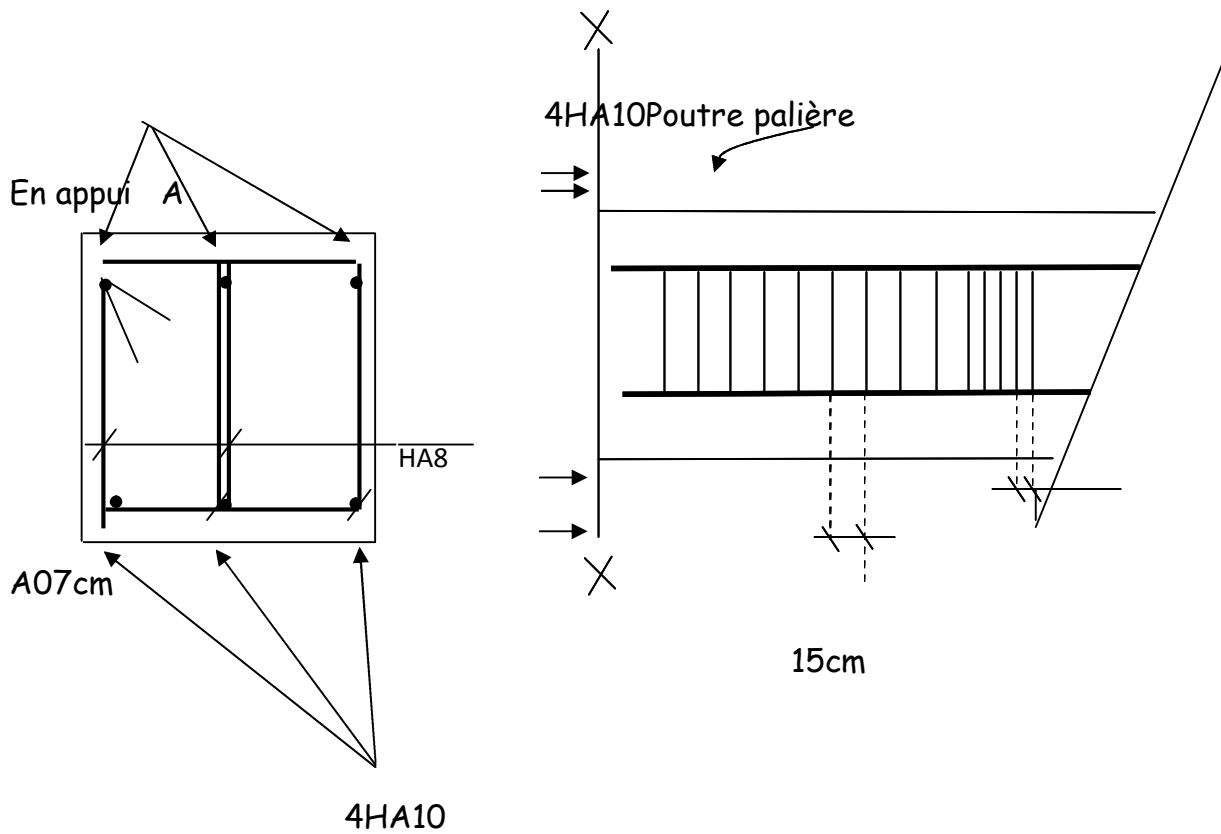
Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

6- CONCLUSION :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3HA12 = 3,38 cm².
- **Travée** : 3HA12 = 3,38 cm².
- **Armature transversales** : HA8 avec :
 - St=7cm zone nodale.
 - St=15cm zone courante.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.



Coupe A-A Figure. III-56 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-3-Les planchers à corps creux:

1- Introduction :

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

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 20cm pour l'étage de service, 16cm pour l'étage courant.
- ✓ Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés).
- ✓ Le calcul sera fait pour les poutrelles, avant et après coulage de la dalle de compression.

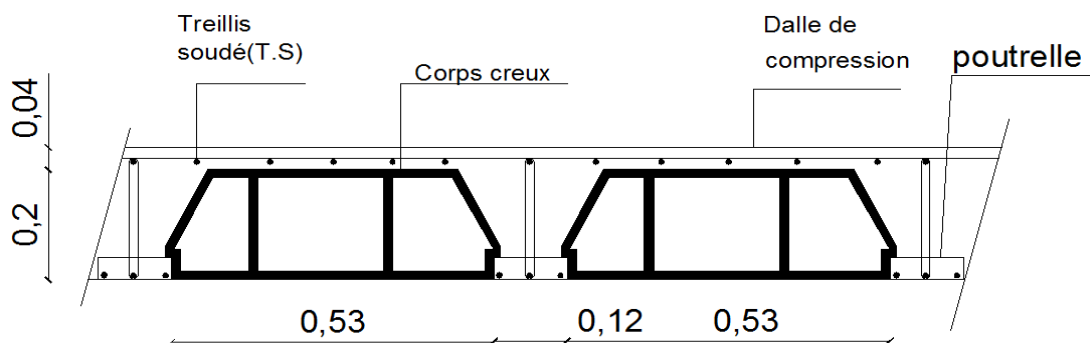


Fig-III-3- Coupe transversale dans un plancher en corps creux

2-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, \varnothing 6 mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423).

- ✓ 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

❖ Les armatures perpendiculaires à la poutrelle A_{\perp} :

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

Avec :

L : la distance entre axe des poutrelles

$L = 65 \text{ cm}$

Et $f_e = 520 \text{ MPA}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$A_{\perp} = 6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

❖ Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel} = \frac{AT}{2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\parallel} = 5\emptyset 6 = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

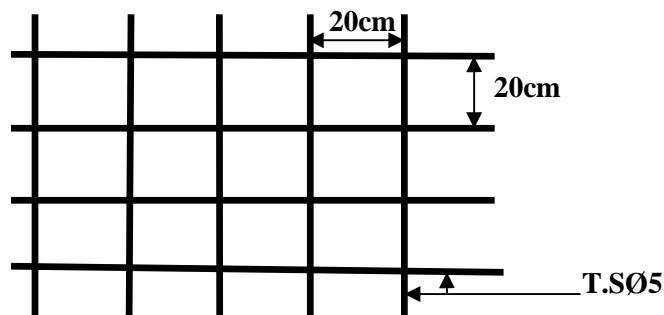


Fig-III-3-2- Treillis soudé de 20x20cm.

3-Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

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

➤ Ferrailage à l'ELU :

- ✓ Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 (1).$$

$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}.$$

- ✓ Le moment max en travée :

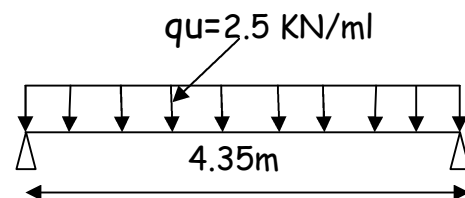
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.35^2}{8} = 5.91 \text{ KN.ml.}$$

- ✓ L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.35}{2} = 5.43 \text{ KN.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{f_b \cdot b \cdot d^2} \quad \text{avec}$$

- $M_u = 5.91 \text{ KN.m}$
- $b_o = 12 \text{ cm}$
- $c = 2 \text{ cm}$
- $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{5.91 \times 10^3}{14.2 \times 12 \times 2^2} = 8.67 > 0.392 \implies \text{la section es doublement armée}$$

▪ **REMARQUE :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

b-) Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

✓ La largeur de la dalle de compression :

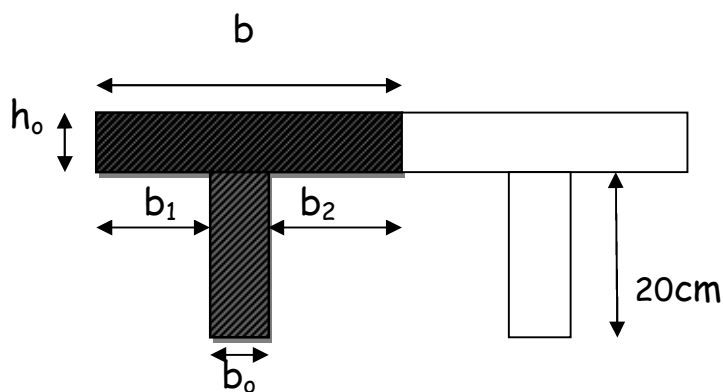


Fig-III-3-3- Dimensions de la poutrelle.

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles = 65 - 12 = 53 cm

L₁ : longueur de la plus grande travée. L₁=4.35m.

h_o = hauteur de la dalle de compression. h_o= 4 cm

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_1}{2}; \frac{L}{10}; 8 \text{ ho} \right).$$

$$\checkmark \quad \frac{L_1}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}; \quad \frac{L}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}; \quad 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow b = b_1 \times 2 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}.$$

b-1- plancher à usage de service :

1-Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes se fera par l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode des trois moments.
- ✓ La méthode de Caquot.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a- Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées.

La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 . $Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\} = 2G = 2 \times 5.91 = 11.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < 11.82 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées \longrightarrow La Condition est vérifiée

c- Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25.

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark L_i/L_{i+1} = 3.45 / 3.85 = 0.89 \\ \checkmark L_i/L_{i+1} = 3.85 / 4.35 = 0.88 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d- La fissuration étant non préjudiciable \longrightarrow La condition est vérifiée.

❖ **Conclusion:**

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, alors la méthode forfaitaire est applicable.

2-Principe de la méthode forfaitaire [Art B.6.2, 211 BAEL91 modifié 99] :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

✓ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison entre nus d'appuis :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

L : La longueur entre nus des appuis.

- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

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

- ✓ 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ 0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés.

❖ **Portée de trois travées :**

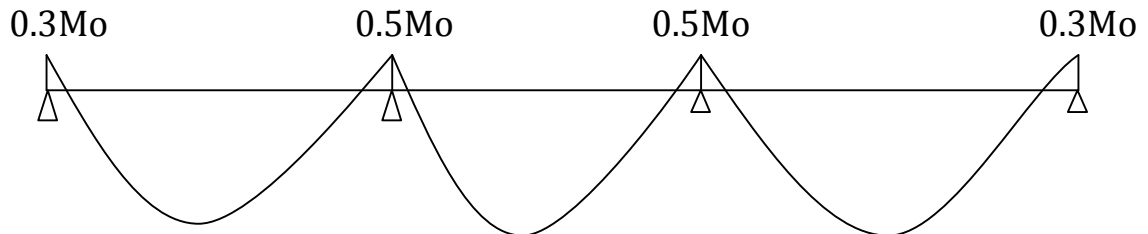


Fig-III-3-4- Diagramme des moments fléchissant.

✓ **Application de la méthode :**

a- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.86+2.5} = 0.299$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) = 1.0897 \\ (1+0.3\alpha)/2 = 0.5448 \\ (1.2+0.3\alpha)/2 = 0.6448 \end{array} \right.$$

b- Combinaison de charges :

$$G = 5.86 \times 0.65 = 3.809 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml.}$$

• **ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (3.809) + 1.5 (1.625) = 7.58 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS :**

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 3.809 + 1.625 = 5.434 \text{ KN/ml}$$

✓ Schéma statique de calcul :

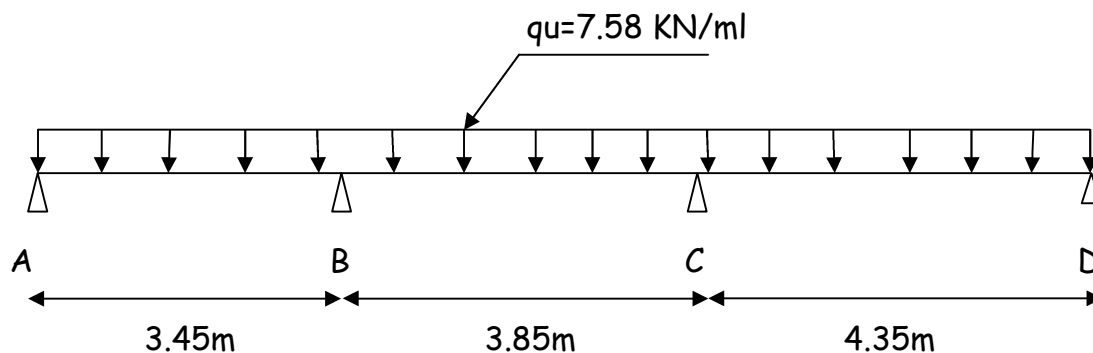


Fig-III-3-5-Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 4 appuis.

c- Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

• Moments isostatiques :

$$M_0^1 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.58 \times 3.45^2}{8} = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$M_0^2 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.58 \times 3.85^2}{8} = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$M_0^3 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{7.58 \times 4.35^2}{8} = 17.93 \text{ KN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 M_0^1 = 0.3 \times 11.27 = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_0^1 ; M_0^2) = 0.5 M_0^2 = 0.5 \times 14.04 = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max (M_0^2 ; M_0^3) = 0.5 M_0^3 = 0.5 \times 17.93 = 8.96 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_0^3 = 0.3 \times 17.93 = 5.38 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

- Travée de rive AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB}^t \geq 1.0897 M_0^1 - \frac{M_A + M_B}{2} \geq 7.080 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^t \geq 0.6448 M_0^1 \geq 7.26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit $M_{AB}^t = 7.30 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaire BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{BC}^t \geq 1.0897 M_0^2 - \frac{M_B + M_C}{2} \geq 7.54 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^t \geq 0.5448 M_0^2 \geq 7.68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit $M_{BC}^t = 7.50 \text{ KN.m}$

- Travée de rive CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{CD}^t \geq 1.0897 M_0^3 - \frac{M_C + M_D}{2} \geq 12.36 \text{ KN.m} \\ M_{CD}^t \geq 0.6448 M_0^3 \geq 11.56 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit $M_{CD}^t = 12.40 \text{ KN.m}$

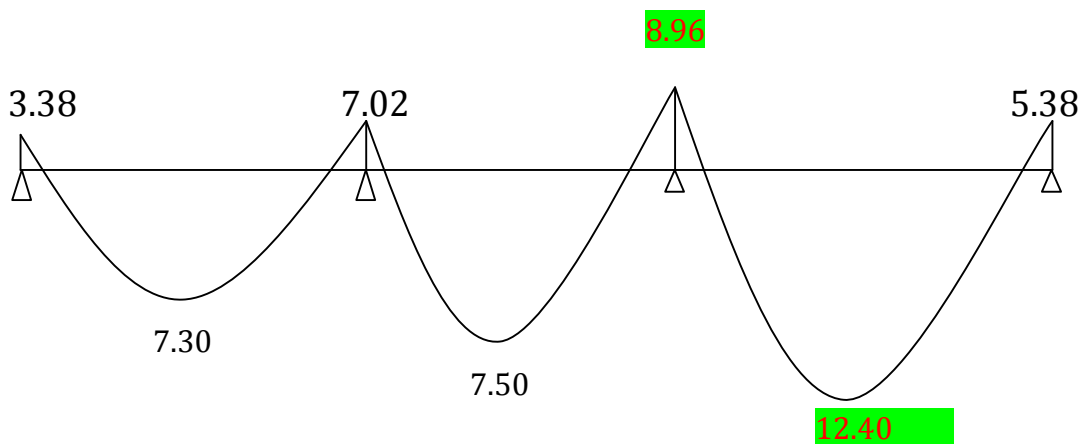


Fig-III-3-6-Diagramme des moments fléchissant [KN.m]

d-Calcul des efforts tranchants :

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

L : Longueur de la travée considérée.

T(x) : Effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \qquad T_e = T_w - qu \times l = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droite de la travée.

- Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchant dans les différentes travées :

Travée	AB	BC	CD
M_w [KN.m]	-3.38	-7.02	-8.96
M_e [KN.m]	-7.02	-8.96	-5.38
T_w [KN]	12.02	14.08	17.28
T_e [KN]	-14.13	-15.09	-15.65

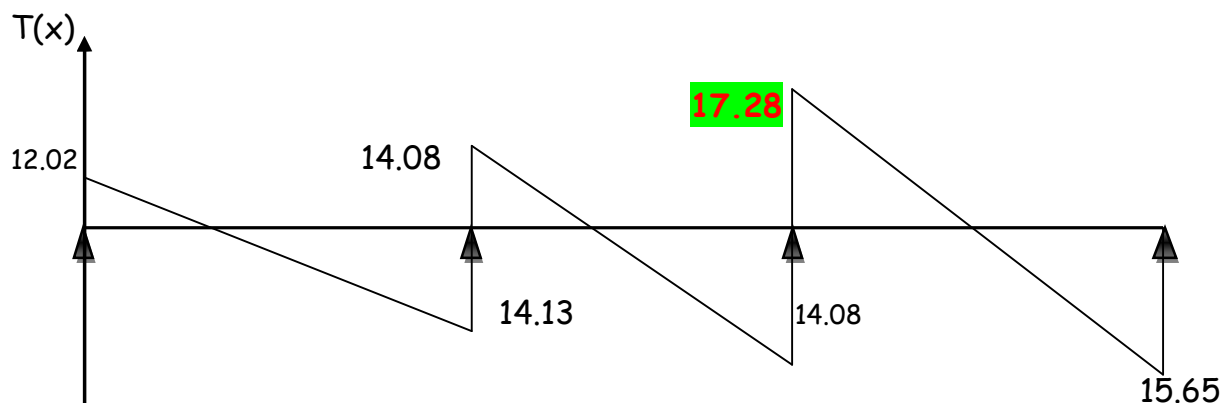


Fig-III-3-7-Diagramme des efforts tranchants [KN].

3-Calcul des armatures :

-calcul a l'ELU:

a) Les armatures longitudinales :➤ **En travée :**Le moment max en travée est : $M_t^{max}=Mu=12.40KN.m$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_o = b h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_o = 0.65 \times 0.04 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.20 \times 10^3 = 73.84 \text{ KN.m}$$

On remarque que $M_o > M_{max}$, donc l'axe neutre est dans la table de compression, alors le calcul se fera comme pour une section rectangulaire, $(b \times h) = (65 \times 24) \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.40 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14.20} = \left\{ \begin{array}{l} 0.027 < \mu l = 0.392 \implies \text{S.S.A} \\ \beta = 0.987 \end{array} \right.$$

$$A_t = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.40 \times 10^3}{0.987 \times 22 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$ ➤ **En appuis :**Le moment max en appuis est : $M_a^{max} = 8.96 \text{ KN.m}$

La table est étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b_o \times h) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{max}}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.96 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14.20} = \left\{ \begin{array}{l} 0.108 < \mu l = 0.392 \implies \text{S.S.A} \\ \beta = 0.943 \end{array} \right.$$

$$A_a = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.96 \times 10^3}{0.916 \times 22 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

b- Les armatures transversales : [Art.A.7.2, 2 BAEL 91 modifiées 99] :

Le diamètre \emptyset_t des armatures est donné par : $\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{25}; \emptyset_l; \frac{b_0}{10} \right\}$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

\emptyset_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{240}{25}; 10; \frac{120}{10} \right\}$$

$$: \emptyset_t \leq \min \{ 9.6; 10; 12 \} \text{ donc } \emptyset_t = 9.6 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

4-Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité [Art. A.4.2 ,1 BAEL 91 modifiées 99] :

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 65 \times 22 = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

$$A_a = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 12 \times 22 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant [Art. A.5.1,1 BAEL 91 modifiées 99]:

$$T_{U_{max}} = V_u = 17.28 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17.28 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.65 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPA} \}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.65 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de l'entrainement des barres [Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiées 99]:

$$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s=1.5 \text{ (pour les aciers HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i = n \phi \pi = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.28 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 94.2} = 0.92 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.92 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droite : (BAEL 91/ ART A.6.1 221) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec } \begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{tj} \\ \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.10 \\ \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 40 \text{ cm}$

e) Espacement des armatures transversales [ART A.5.1, 22 BAEL 91 modifiées 99] :

$$St \leq \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}.$$

$$St \leq \min \{ 19.8 \text{ cm} ; 40 \}.$$

Soit : $St = 20 \text{ cm}$.

5-Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $\alpha = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.344}{7.58} = 0.70$ c'est-à-dire : $M_s = 0.70 M_u$, et $T_s = 0.70 T_u$

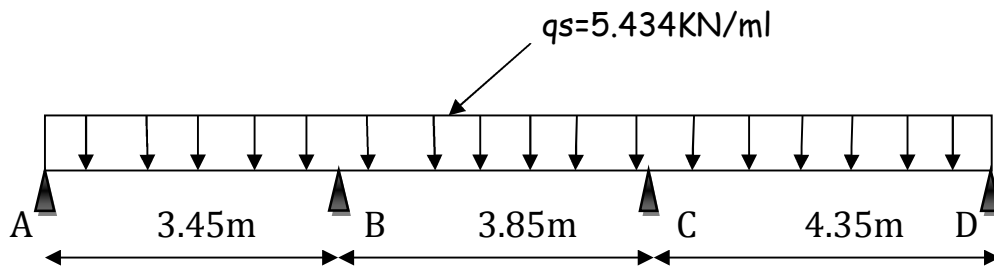


Fig-III-3-8-Chargement de la poutrelle à l'ELS.

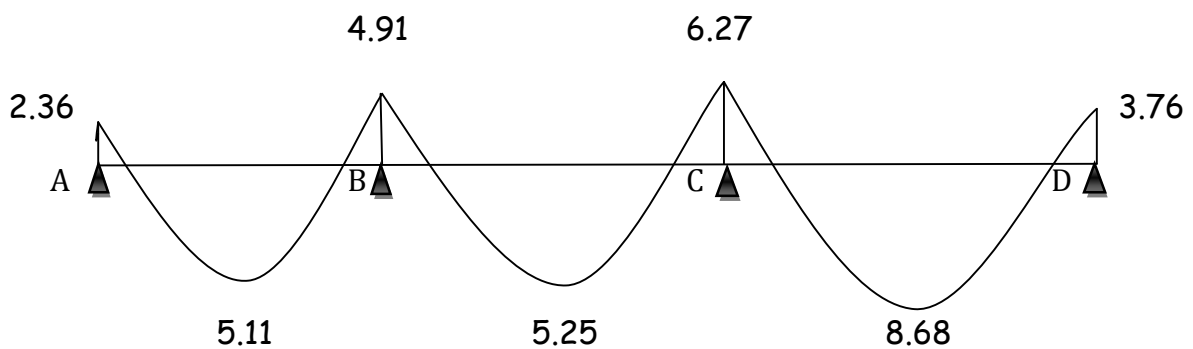


Fig-III-3-9- Diagramme des moments fléchissant a l'ELS [KN.m]

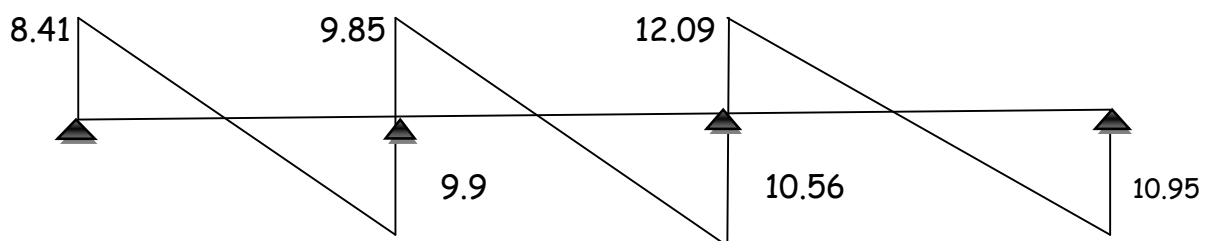


Fig-III-3-10-Diagramme des efforts tranchants a l'ELS [KN]

✓ Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que :

• En travée :

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.108 \implies k_1 = 75.91 \implies \beta = 0.945$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times At \times d} = \frac{8.68 \times 10^3}{0.945 \times 2.35 \times 22} = 177.66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{177.66}{75.91} = 2.34 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.59 \implies k_1 = 28.63 \implies \beta = 0.886$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times At \times d} = \frac{12.09 \times 10^3}{0.886 \times 1.57 \times 22} = 395.06 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{395.06}{28.63} = 13.8 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Remarque :**

Nous avons une fissuration peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

- ✓ **L'état limite de déformation [Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifiées 99] :**

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. Toutes fois, l'article précise qu'on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions ci-dessous sont réunies.

- 1) $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$ (Hauteur de la section à la portée libre de la poutre considérée).
- 2) $\frac{h}{l} = \frac{M_t}{10M_0}$
- 3) $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$

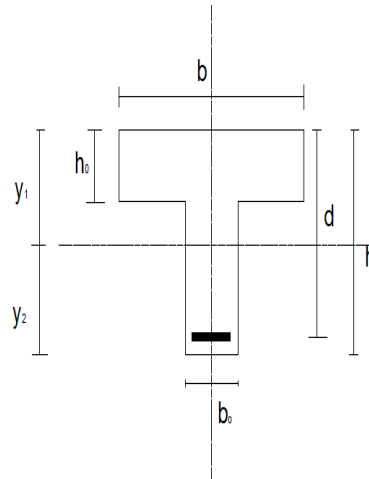
h : hauteur de la section est égale à 24cm

L : portée libre est égale à 4.35m

A : section des armatures tendues.

On a $\frac{h}{l} = \frac{24}{435} = 0.0551 < \frac{1}{16} \implies$ La Condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

✓ Calcul de la flèche



$$f = \frac{M_{ts}}{10E_v \times I_{fv}} \leq f' = \frac{L}{500} = 8.7\text{mm}$$

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10819\text{MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_o}{1 + (\mu \times \lambda)}$$

I_o : Le moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_o = \frac{b_o(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_o)h_o \left[\frac{h_o^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_o}{2} \right)^2 \right] + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{b_o \times \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \times \frac{h_o^2}{2} + 15 A_{st} \times d}{b_o \times h + (b - b_o) h_o + 15 A_{st}} = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 22}{12 \times 24 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 8.70\text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 24 - 8.70 = 15.30\text{cm}$$

$$I_o = \frac{12(8.70^3 + 15.30^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(8.7 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35(15.30 - 2)^2$$

$$I_o = 30955.40\text{cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 22} = 0.0089 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 297.5 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{8.68 \times 10^3}{0.984 \times 22 \times 2.35} = 170.96 \text{MPa}$$

$$\lambda v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.0089} = 1.847$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.0089) \times 170.96 + 2.1} = 0.551$$

$$I_f v = \frac{1.1 \times 30955.40}{1 + (0.551 \times 1.847)} = 100208.93 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{8.68 \times 10^3 \times 4.35^2}{10 \times 10819 \times 100208.93 \times 10^{-2}} = 1.51 \times 10^{-3} \text{m} = 1.51 \text{mm}$$

On a $f = 1.51 \text{mm} < \bar{f} = 8.7 \text{mm}$ \Longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures longitudinales :**

- **Appuis :** 2 HA10 = 1.57 cm².
- **Travée :** 3 HA 10 = 2.35 cm².

- **Armatures transversales :**

- 2HA8 = 1.00cm² avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place 2HA8 = 1.00cm²

b-2- plancher à usage d'habitation :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

✓ La largeur de la dalle de compression :

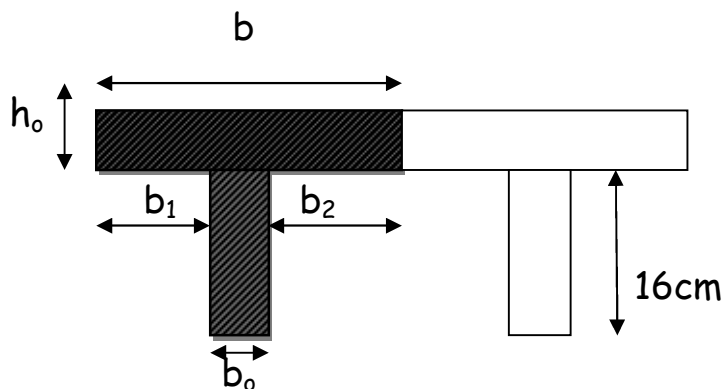


Fig-III-3-11- Dimensions de la poutrelle.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_1}{2}; \frac{L}{10}; 8 h_o \right).$$

$$\frac{l_1}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$$

$$8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 - 12), (L = 53 cm).

L₁ : longueur de la plus grande travée. L=4.35m.

h_o = hauteur de la dalle de compression. h_o= 4 cm

$$\Rightarrow b = b_1 \times 2 + b_o = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

- **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ La méthode forfaitaire.
- ✓ La méthode des trois moments.
- ✓ La méthode de Caquot.

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

1)-Elle s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées. La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 . $Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$

$$\begin{aligned} \max 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 &= 2G = 2 \times 5.91 = 11.82 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 &< 11.82 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée} \end{aligned}$$

2)- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées. \Longrightarrow La Condition est vérifiée

3)- Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25.

$$\begin{aligned} \checkmark \quad L_i/L_{i+1} &= 3.45 / 3.85 = 0.89 \\ \checkmark \quad L_i/L_{i+1} &= 3.85 / 4.35 = 0.88 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \checkmark \quad L_i/L_{i+1} \\ \checkmark \quad L_i/L_{i+1} \end{aligned}} \right\} \Longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

4)- La fissuration étant non préjudiciable. \Longrightarrow La condition est vérifiée.

- **Conclusion :** Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, alors la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Principe de la méthode forfaitaire [Art B.6.2, 211 BAEL91 modifié 99] :**

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

❖ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison entre nus d'appuis :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

L : La longueur entre nus des appuis.

- M_w : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- ✓ 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- ✓ 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ 0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés.

❖ **Portée de trois travées :**

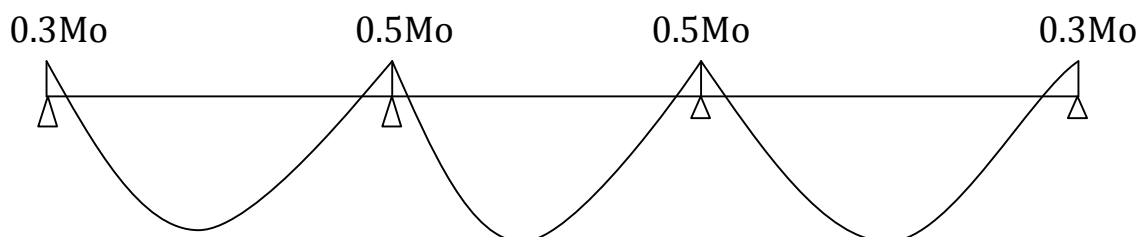


Fig-III-3-12- Diagramme des moments fléchissant.

✓ Application de la méthode :

a) Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.46+1.5} = 0.215$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) = 1.065 \\ (1+0.3\alpha)/2 = 0.532 \\ (1.2+0.3\alpha)/2 = 0.632 \end{array} \right.$$

b) Combinaison de charges :

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

❖ ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (3.549) + 1.5 (0.975) = 6,253 \text{ KN/ml.}$$

• ELS :

$$q_s = G+Q$$

$$q_s = 3.549 + 0.975 = 4,524 \text{ KN/ml}$$

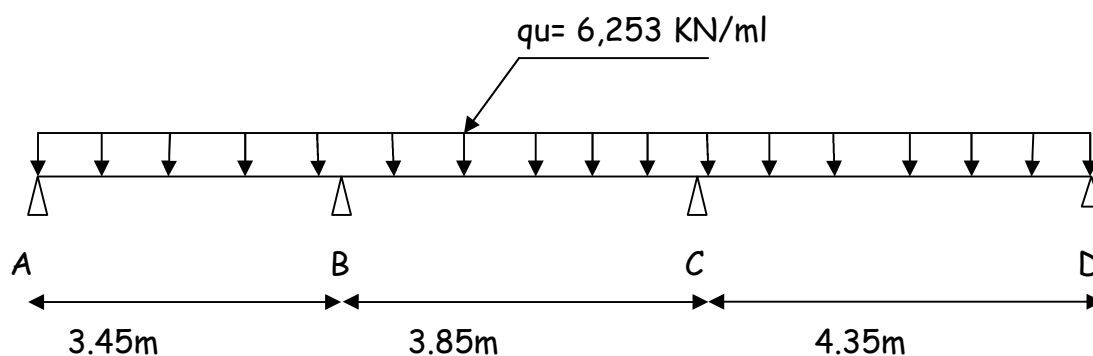


Fig-III-3-13- Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 4 appuis.

c) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

• **Moments isostatiques :**

$$M_{o1} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,253 \times 3.45^2}{8} = 9,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,253 \times 3.85^2}{8} = 11,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{o3} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,253 \times 4.35^2}{8} = 14,79 \text{ KN.m}$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{o1} = 0.3 \times 9,30 = 2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{o1} ; M_{o2}) = 0.5 M_{o2} = 0.5 \times 11.58 = 5.79 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max (M_{o2} ; M_{o3}) = 0.5 M_{o3} = 0.5 \times 14.79 = 7.395 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{o3} = 0.3 \times 14,79 = 4.44 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**- **Travée de rive AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq 1.065 M_{o1} - \frac{M_A + M_B}{2} \geq 5.61 \text{ KN.m} \\ Mt_{AB} \geq 0.632 M_{o1} \geq 5.88 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } Mt_{AB} = 5.90 \text{ KN.m}$$

- **Travée intermédiaire BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{BC} \geq 1.065 M_{o2} - \frac{M_B + M_C}{2} \geq 5,63 \text{ KN.m} \\ Mt_{BC} \geq 0.5471 M_{o2} \geq 6,33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } Mt_{BC} = 6.40 \text{ KN.m}$$

- **Travée de rive CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{CD} \geq 1.065 M_{o3} - \frac{M_C + M_D}{2} \geq 9,83 \text{ KN.m} \\ Mt_{CD} \geq 0.632 M_{o3} \geq 9,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } Mt_{CD} = 9,85 \text{ KN.m}$$

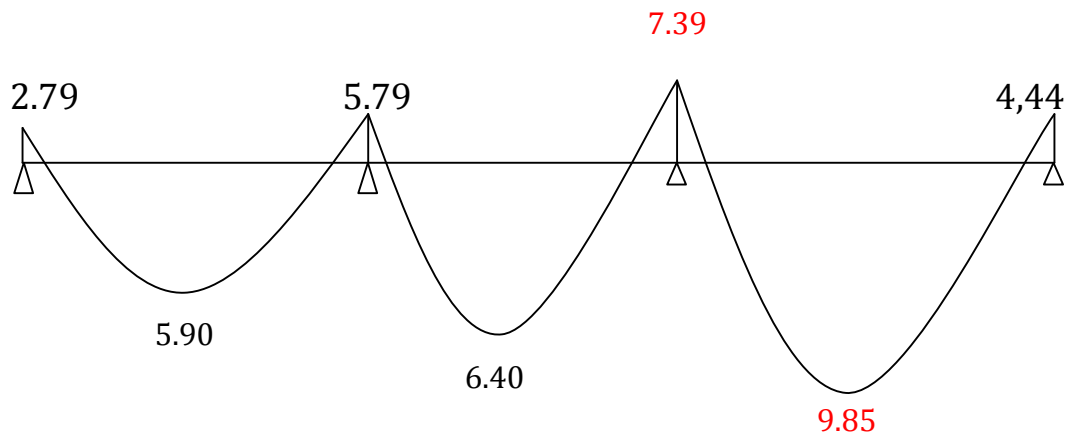


Fig-III-3-14-Diagramme des moments fléchissant. KN.m

d) Calcul des efforts tranchants :

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

L : Longueur de la travée considérée.

$T(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : sont les moments aux appuis (i) et ($i+1$) respectivement en valeurs algébriques.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

$$T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad T_e = T_w - qu \times l = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droite de la travée

- Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchant dans les différentes travées :

Travée	AB	BC	CD
M_w [KN.m]	-2.79	-5.79	-7.39
M_e [KN.m]	-5.79	-7.39	-4.44
T_w [KN]	9.92	11.62	14.28
T_e [KN]	-11.65	-12.45	-12.92

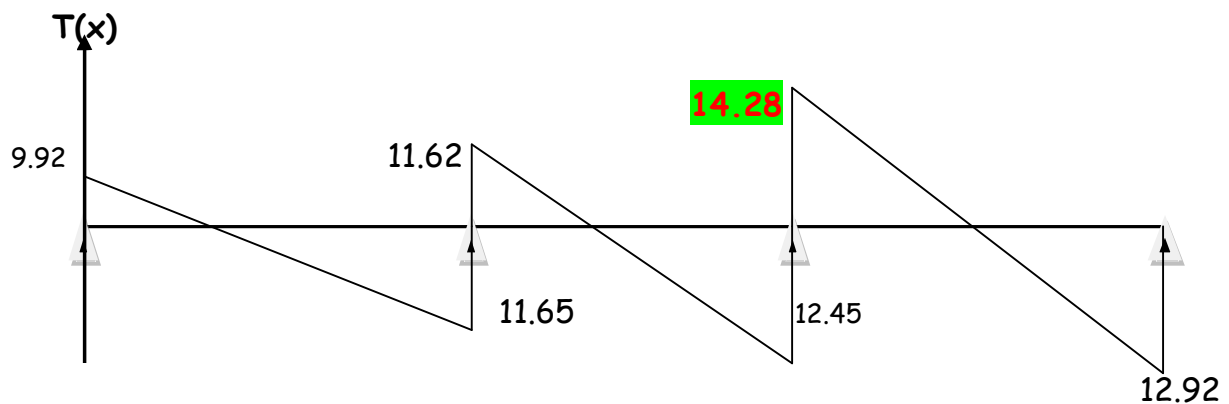


Fig-III-3-15-Diagramme des efforts tranchants [KN].

1) Calcul des armatures :

-calcul a l'ELU :

a) Les armatures longitudinales :

➤ En travée :

Le moment max en travée est : $M_{tmax} = M_u = 9.85 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_o = b x h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) \times f_{bu}$$

$$M_o = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.20 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

On remarque que $M_o > M_{tmax}$, donc l'axe neutre est dans la table de compression, alors le calcul se fera comme pour une section rectangulaire, $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.85 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.20} = \left\{ \begin{array}{l} 0.032 < \mu l = 0.392 \\ \beta = 0.984 \end{array} \right. \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.85 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

➤ **En appuis :**

Le moment max en appuis est : $M_{max}=7.39\text{KN.m}$

La table est étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_o \times h$) cm^2 .

$$\mu = \frac{M_{max}}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.39 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.20} = \left\{ \begin{array}{l} 0.132 < \mu l = 0.392 \\ \beta = 0.929 \end{array} \right. \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_a = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.39 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 1.27 \text{cm}^2$$

Soit $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$.

b) Les armatures transversales : [Art. A.7.2, 2 BAEL 91 modifiées 99] :

Le diamètre \emptyset_t des armatures est donné par : $\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{25}; \emptyset_l; \frac{b_o}{10} \right\}$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

b_o : largeur de l'âme.

\emptyset_l : diamètre des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{200}{25}; 10; \frac{120}{10} \right\}$$

$$: \emptyset_t \leq \min \{ 8; 10; 12 \} \text{ donc } \emptyset_t = 8 \text{ mm} \longrightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons $A_{tr} = 2\text{HA } 8 = 1.00 \text{cm}^2$

2) Vérifications à l'ELU :

f) Condition de non fragilité [Art. A.4.2 ,1 BAEL 91 modifiées 99] :

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.73 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.73 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En appuis :

$$Aa = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'effort tranchant [Art. A.5.1,1 BAEL 91 modifié 99]:

$$T_{\max} = V_u = 14.28 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.28 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.66 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPA}\}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.66 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de l'entraînement des barres [Art A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99]:

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_{s \times} f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \quad \text{pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i = n \phi \pi = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.28 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.93 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

i) Longueur de scellement droite : (BAEL 91/ ART A.6.1 221) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec } \begin{cases} \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{tj} \\ \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.10 \\ \tau_{su} = 2.835 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement, On prend : $L_s = 40\phi = 40 \times 1.0 = 40 \text{ cm}$

j) Espacement des armatures transversales [ART A.5.1,22 BAEL 91 modifiées 99]:

$$St \leq \{0.9d ; 40 \text{ cm}\}.$$

$$St \leq \min \{16.2 \text{ cm} ; 40\}.$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

3) Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $\alpha = \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.344}{7.58} = 0.72$ c'est-à-dire : $M_s = 0.72 M_u$, et $T_s = 0.72 T_u$

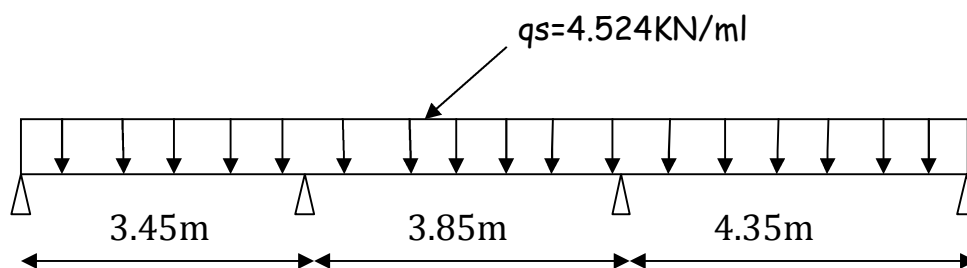


Fig-III-3-16-Chargement de la poutrelle à l'ELS

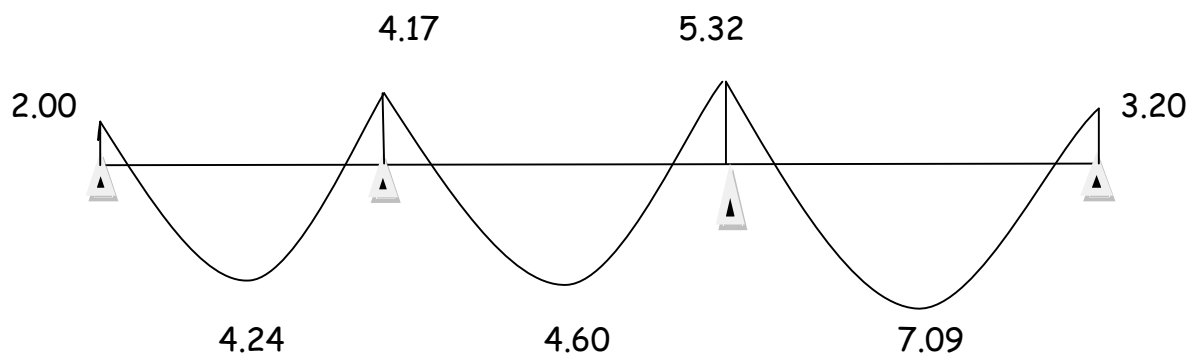


Fig-III-3-17-Diagramme des moments fléchissant a l'ELS [kN.m]

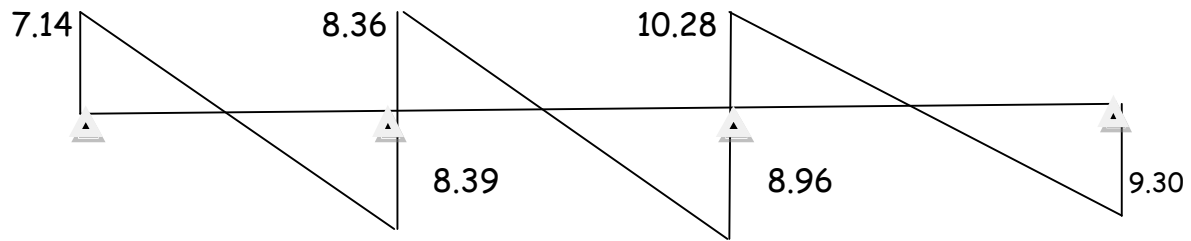


Fig-III-3-18- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS [KN]

✓ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6fc28 = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \longrightarrow k_1 = 19.96 \longrightarrow \beta = 0.857$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times At \times d} = \frac{7.09 \times 10^3}{0.857 \times 2.35 \times 18} = 195.58\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.58}{19.96} = 9.79\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6fc28 = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \longrightarrow k_1 = 25.65 \longrightarrow \beta = 0.877$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times At \times d} = \frac{5.32 \times 10^3}{0.877 \times 1.57 \times 18} = 214.65\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{214.65}{25.65} = 8.37\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Nous avons une fissuration peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

✓ **L'état limite de déformation [Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifiées 99] :**

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.

Toutes fois, l'article précise qu'on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions ci-dessous sont réunies.

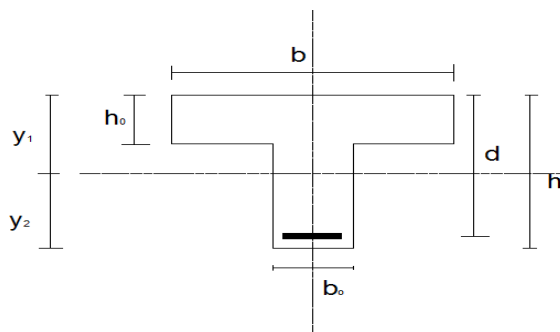
$$4) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \text{ (Hauteur de la section à la portée libre de la poutre considérée).}$$

$$5) \frac{h}{l} = \frac{Mt}{10M_0}$$

$$6) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

On a $\frac{h}{l} = \frac{20}{435} = 0.045 < \frac{1}{16} \longrightarrow$ Condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est indispensable.

✓ **Calcul de la flèche :**



$$f = \frac{Mts}{10E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 8.7 \text{ mm}$$

\bar{f} = La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 10819 \text{ MPA}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda)}$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_o = \frac{bo(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - bo)ho \left[\frac{ho^2}{12} + \left(y_1 - \frac{ho}{2} \right)^2 \right] + n \times Ast(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{bo \times \frac{h^2}{2} + (b - bo) \times \frac{ho^2}{2} + 15Ast \times d}{bo \times h + (b - bo)ho + 15Ast} = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

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

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{Ast}{bo \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 \longrightarrow k_1 = 262.8 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{7.09 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 2.35} = 170.33 \text{ MPA}$$

$$\lambda v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01} = 0.732$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.010) \times 170.33 + 2.1} = 0.412$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.412 \times 0.732)} = 16905.22 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{7.09 \times 4350^2 \times 10^6}{10 \times 10819 \times 16905.22 \times 10^4} = 7.33 \text{ mm}$$

On a $f = 7.33 \text{ mm} < f' = 8.7 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

• **Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

• **Armatures longitudinales :**

- **Appuis :** 2 HA10 = 1.57 cm².
- **Travée :** 3 HA 10 = 2.35 cm².

- **Armatures transversales :**
 - $2HA8 = 1.00\text{cm}^2$ avec un espacement de 15 cm
 - Pour les aciers de continuité, on place $2HA8 = 1.00\text{cm}^2$

III-4 Les balcons :**1- Introduction :**

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur $h=1.10$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastree au niveau de la poutre de rive de plancher.

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $ep \geq \frac{L}{10}$

$$ep \geq \frac{L}{10} \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } ep = 15 \text{ cm}$$

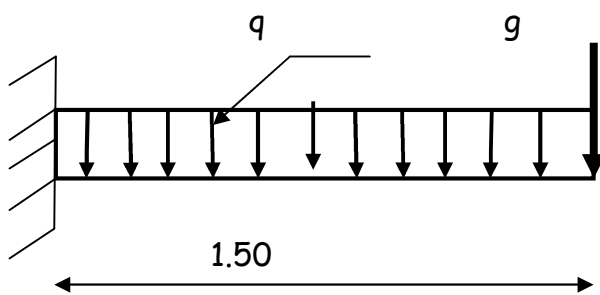


Fig-III-4-1- Schéma statique du balcon

2- Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de longueur du balcon.

a- Les charges permanentes :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	(KNm ² /cm)	G(KN/ml)
1	Revêtement carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.18	0,3
3	Couche de sable	2	0.22	0,44
4	Poids propre de la dalle	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	0,1	0,2
			G total	5.15

b- *La charge concentrée* : (Poids propre du garde corps).

P_{mur} = Poids de brique creuse +2× (poids de l'enduit en ciment, $e_p=2$ cm).

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	(KNm ² /cm)	G(KN/ml)
1	Poids de la brique creuse	10	/	0.9
2	Poids de l'enduit ciment	4	0.18	0.72
			G total	1.62

$$P_{\text{mur}} = 1.62 \times 1.10 = 1.782 \text{ KN/ml}$$

c- *Surcharge d'exploitation* : $Q= 3.5$ KN/ml.

3- Calcul à l'ELU :

❖ *Combinaisons de charges* :

La dalle: $q_u=1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5= 12.20$ KN/ml.

Garde de corps : $g_u=1.35g = 1.35 \times 1.782=2.406$ KN/ml.

a- *Les efforts tranchants*:

✓ L'effort tranchant provoqué par la charge q_u est :

$$T_{qu} = -q_u \times l = -12.20 \times 1.5 = -18.30 \text{ KN.}$$

✓ L'effort tranchant provoqué par la charge g_u est :

$$T_{gu} = - 2.406 \text{ KN.}$$

✓ L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{qu} + T_{gu} = -18.30 - 2.406 = - 20.70 \text{ KN.}$$

b- *Les moments fléchissant* :

• Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.20 \times 1.5^2}{2} = -13.725 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge g_u est :

$$M_{gu} = -g_u \times l = -2.4057 \times 1.5 = -3.60 \text{ KN.m}$$

- le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -13.725 - 3.60 = -17.32 \text{ KN.M}$$

Le signe (-) signifie que les fibres inférieure est tendu.

4- Calcul des armatures :

❖ Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.20} = 0.084 < 0.3920 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.084 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.32 \times 10^3}{0.956 \times 12 \times 348} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = e \leq \{3\varnothing ; 33\text{cm}\} \longrightarrow e \leq \{36 ; 33\text{cm}\} \longrightarrow e = 33\text{cm}.$$

❖ Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

5- Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité [Art. A.4.2 ,1 BAEL 91 modifiées 99] :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant [Art. A.5.1,1 BAEL 91 modifiées 99]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.70 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.1725 \text{ MPA}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{MPA} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{MPA}\}$$

Donc $\tau_u = 0.1725 < \tau = 3.33 \text{MPa}$ \Longrightarrow condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'entraînement des barres [Art A.6.1,3 BAEL 91 modifiées 99]:**

$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec : $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i = n \emptyset \Pi = 4 \times 12 \times 3.14 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.70 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.27 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$ \Longrightarrow Condition vérifiée.

❖ **Longueur de scellement droite : (BAEL 91/ ART A.6.1 221) :**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{tj}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.10 \\ \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm} \rightarrow L_s = 42.328 \text{ cm}$$

$L_s = 42.328 \text{ cm}$ est supérieure à la largeur de la poutre ($b = 25 \text{ cm}$) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur L_a tel que : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.2 = 14 \text{ cm.}$ [Art A.6.1, 253 BAEL91 modifiée 99].

❖ **Vérification de l'espacement des barres :**

- Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} \longrightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$S_t = 33 \text{ cm} = e = 33 \text{ cm}$ \longrightarrow condition vérifiée.

- Pour les armatures de répartition :

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} \longrightarrow St=45 \text{ cm}$$

$$St=45 \text{ cm} \leq e=25\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6- Vérification à l'ELS :

❖ **Combinaison de charges :**

- Dalle : $q_s = G+Q = 5.15+3.5 = 8.65 \text{ KN/ml.}$
- Garde corps : $g_u = 1.782 \text{ KN/ml.}$

❖ **Calcul des moments :**

- $M_s = M_{qs} + M_{gs} = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.65 \times 1.5^2}{2} + 1.782 \times 1.5 = 12.40 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification des contraintes :**

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA (Fissuration non préjudiciable).}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$$\left. \begin{array}{l} K_1=37.63 \\ B_1=0.905 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{12.40 \times 10^3}{0.905 \times 12 \times 4.52} = 252.61 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252.61}{37.63} = 6.71 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6.71 \text{ MPA} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPA.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation : [Art B,6,5.1/BAEL91 modifier 99] :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivants sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10Mo} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right.$$

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10Mo} \longrightarrow \frac{15}{150} = 0.1 = \frac{12.40}{10 \times 12.40} = 0.1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

III-5- Cages d'ascenseurs :**1- Caractéristiques des ascenseurs :**

La surface de passage d'ascenseur :

$$S=1.80 \times 2.00 = 3.6\text{m}^2$$

❖ **Charge nominale et poids total :**

Les instructions précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personne, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 kg \longrightarrow 8 personnes.
- Vitesse d'entraînement de 1m/s.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de $Q=9$ tonnes.

2- Calcul de la dalle pleine de la salle machine :**a)- Sous charge localisée :**

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

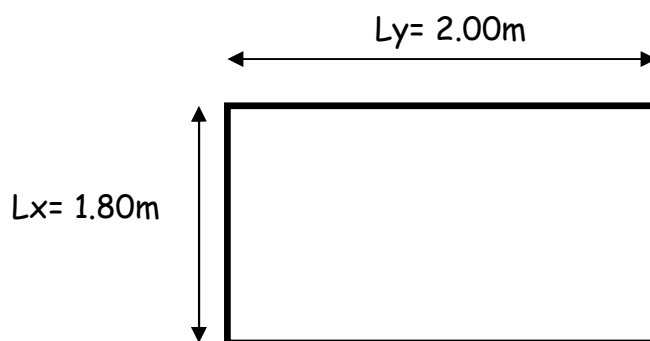


Fig-III-5-1-Panneau de la dalle de la salle machine.

➤ **Pré dimensionnement :**

$$\left\{ \frac{Lx}{30} \leq h = \frac{180}{30} = 6\text{cm} \right.$$

ho doit être au moins égale à 15cm selon le RPA 99 (2003).

Donc, on prend $h_o = 15$ cm.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{200} = 0.9 \longrightarrow 0.4 \leq 0.9 \leq 1$$

Dans ce cas, le panneau travaille suivant les deux sens : (panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens).

$$\begin{cases} U = U_0 + 2ke + h_0 \\ V = V_0 + 2ke + h_0 \end{cases}$$

Avec :

k : Coefficient dépendant de la nature du revêtement, ($k=1$ revêtement béton).

h_0 : hauteur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80$ cm ($U_0 \times V_0$: surface de contact, zone dans laquelle q est concentrée).

e : épaisseur de revêtement en béton = 5 cm).

On aura : $U = U_0 + 2e + h_0$

$V = V_0 + 2e + h_0$

$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$ cm.

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105$ cm.

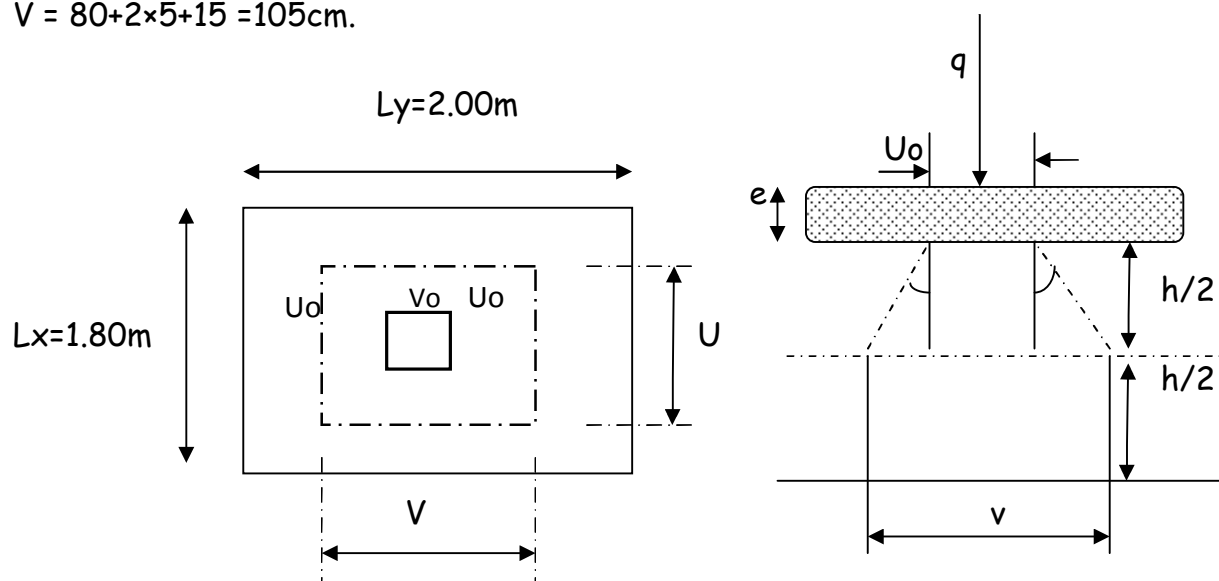


Fig-III-5-2-Caractéristiques géométriques de la dalle pleine.

➤ **Détermination des sollicitations:**

ELU:

$P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ KN}$, charge due au système de levage.

$$P_u = 1.35 \times P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$, poids propre de la dalle.

$G_{\text{chap}} = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$, poids propre du revêtement.

$G_{\text{tot}} = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$, poids propre de la dalle.

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$, surcharge d'exploitation.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.85) + 1.5(1) = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

b- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage:

- $M_{x1} = p_u (M1 + vM2)$
- $M_{y2} = p_u (vM1 + M2)$

$M1$ et $M2$: sont donnée par les abaques de PIGEAU à partir des rapports $\frac{U}{L_y}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{2.00} = 0.90 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fera en flexion, en considérant deux bandes de 1m de largeur au milieu de chaque portée.

$$\rho = 0.9$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.58$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.525$$

Après interpolation $M1=0.088$ et $M2=0.07675$

❖ A L'ELU : $\longrightarrow v = 0$

$$M_{x1} = p_u M1$$

$$M_{y2} = p_u M2$$

$$\longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 121.5 \times 0.088 = 10.692 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121.5 \times 0.07675 = 9.325 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus aux chargements de la dalle:

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport ρ et le coefficient v ; $\square \rightarrow P=0.9$; $v = 0 \longrightarrow \mu_x = 0.0458$, $\mu_y = 0.778$.

$$M_{x2} = 0.0458 \times (8.0475) \times (1.80^2) = 1.194 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.788 \times 1.194 = 0.94 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_1 = M_{x1} + M_{x2} = 1.194 + 10.692 = 11.886 \text{ KN.m} \\ M_2 = M_{y1} + M_{y2} = 0.94 + 10.265 = 11.205 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Correction des moments :

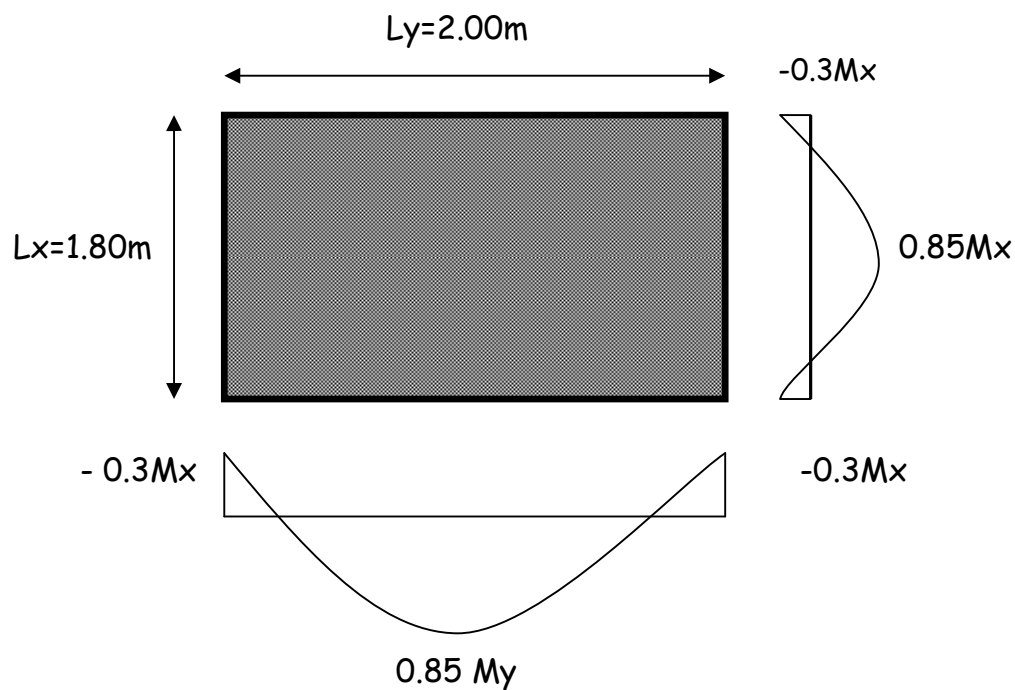


Fig-III-3-3-Correction des moments.

❖ Les moments en travée :

$$M_x^\dagger = 0.85M_x = 0.85 \times 11.886 = 10.10 \text{ KN.m}$$

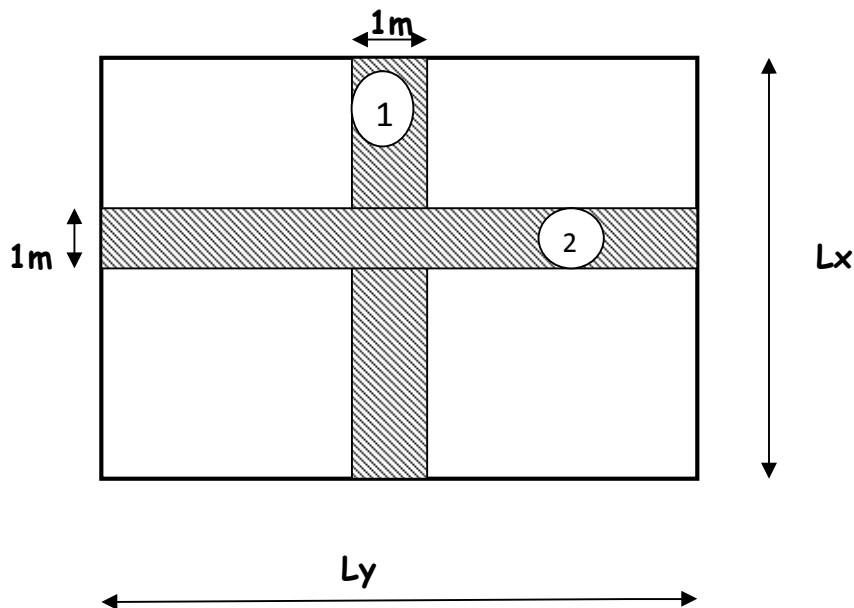
$$M_y^\dagger = 0.85M_y = 0.85 \times 10.265 = 8.72 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_x = -0.3 \times 11.886 = 3.56 \text{ KN.m.}$$

d- Détermination de la section d'armatures :

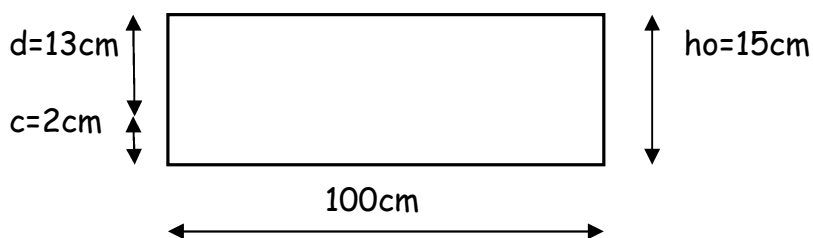
Les armatures seront calculées en flexion.



❖ Armatures // (xx) :

- En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :



$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.10 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.042 < u_d = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.10 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10= 3.14 cm²

At=3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3.56 \times 10^3}{0.979 \times 13^2 \times 14.20} = 0.0148 < u_d = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0148 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{xt}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{3.56 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.792 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10= 3.14 cm².

Aa=3.14cm² Avec un espacement de 25 cm.

- ❖ Armatures // (yy) :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{8.72 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.00372 < u_d = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.00372 \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A_t = \frac{M_{yt}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{8.72 \times 10^3}{0.998 \times 13 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10= 3.14 cm²

At=3.14 cm² avec un espacement de 25 cm.

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3.56 \times 10^3}{0.979 \times 13^2 \times 14.20} = 0.0148 < u_d = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0148 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{xt}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{3.56 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.792 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10= 3.14 cm².

Aa=3.14cm² Avec un espacement de 25 cm.

e- Vérification à l'E.L.U :

e-1- Condition de non fragilité (Art.7.4 BAEL 91 mod 99):

- suivant (x-x):

$$W_x = W = 0.0008 \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

Avec $W_0=0.0008$ pour FeE400

W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal règlementaire.

W_x : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = 0.0008 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 0.00084$$

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \longrightarrow A_{min} = b \times h \times 0.00084 = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$A_t=3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

- suivant (y-y).

$$W_y = W = 0.0008 \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

Avec $W_0=0.0008$ pour FeE400

W_0 : Taux de pourcentage d'aciers minimal règlementaire.

W_y : Taux de pourcentage d'aciers égal au rapport de la section d'armatures minimale d'une direction donnée à la section totale du béton.

$$W_x = 0.0008 \left(\frac{3-0.9}{2} \right) = 0.00084$$

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \longrightarrow A_{min} = 100 \times 15 \times 0.00084 = 1.26 \text{ cm}^2.$$

$A_t=3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}=1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

➤ Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens.

e-2- Diamètre maximal des barres :

$$\text{On doit vérifier que : } \phi \leq \phi_{max} = \frac{ht}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

\emptyset : diamètre des armatures longitudinales

$\emptyset = 10 \text{ mm} < \emptyset_{\text{max}} = 15 \text{ mm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

e-3- Poinçonnement (Art. A.5.2.42/ BAEL 91 mod 99) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq Q = 0.045 \times U_c \times h_i \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'E.L.U.

Q : Périmètre de contour de l'aire sur la quelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

H_t : hauteur total de la dalle

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2\text{m}$$

$$Q = 0.045 \times (4.2) \times (0.15) \times (25/1.5) \times 10^3 = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

On a $Q_u = 121.5 \text{ KN} < Q = 472 \text{ KN} \longrightarrow$ condition vérifiée.

e-4- Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

- Au milieu de U: $TU = \frac{P_u}{2ly+lx} = \frac{121.5 \times 10^3}{2(2000)+1800} = 20.94 \text{ MPA}$

- u milieu de V: $TU = \frac{P_u}{3ly} = \frac{121.5 \times 10^3}{3 \times 2000} = 20.25 \text{ MPA}$

N.B : $T_u = 20.94 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{20.94 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \times d} = 0.16 \text{ MPA} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f- Vérification à l'E.L.S : $\longrightarrow v=0.2$

➤ détermination des sollicitations:

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G+Q = [25 \times 0.15 + 22 \times 0.05] + [1] = 5.85 \text{ KN/ml .}$$

f-1- évaluation des moments M_{x1} et M_{y2} dus au système de levage :

$$M_{x1} = p (M1 + v M2) = 90(0.088 + 0.2 \times 0.07656) = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = p (M2 + v M1) = 90(0.07656 + 0.88 \times 0.2) = 8.47 \text{ KN.m}$$

f-2-évaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au chargement de la dalle:

$$q_s = G+Q = [25 \times 0.15 + 22 \times 0.05] + [1] = 5.85 \text{ KN/ml .}$$

$$\rho = 0.9 \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.0529 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.846 \text{ KN.m} \end{cases}$$

f-3-les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.29 + 1 = 10.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.47 + 0.856 = 9.316 \text{ KN.m}$$

f-4-Correction des moments:

• en travée :

$$M_x^{\dagger} = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.29 = 8.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{\dagger} = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.316 = 7.91 \text{ KN.m}$$

• aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 10.29 = 3.087 \text{ KN.m}$$

f-5- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

f-6- Etat limite de compression du béton :

- **en travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c28 = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \longrightarrow k_1=48.29 \longrightarrow \beta=0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{8.74 \times 10^3}{0.921 \times 3.14 \times 100} = 232.47\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232.47}{48.29} = 4.81\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **aux appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c28 = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \longrightarrow k_1=48.29 \longrightarrow \beta=0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{3.087 \times 10^3}{0.921 \times 3.14 \times 100} = 82.11\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82.11}{48.29} = 1.70\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f-7- Vérification de la flèche:

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se disposer de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M_{tu} : Moment en travée dans le sens x-x

M_x : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A_x : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\mathbf{a-} \quad \frac{h}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{10.10}{20 \times 11.886} = 0,042$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,083 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0,042 \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\mathbf{b-} \quad \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024$$

$$\frac{A_x}{b.d} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion :**

Après toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ **Sens x-x :**

- Appuis : **4HA10** = 3.14cm² /ml avec un espacement de 25cm.
- Travée : **4HA10** = 3.14cm² /ml avec un espacement de 25cm.

☞ **Sens y-y :**

- Appuis : **4HA10** = 3.14cm² /ml avec un espacement de 25cm.
- Travée : **4HA10** = 3.14cm² /ml avec un espacement de 25cm.

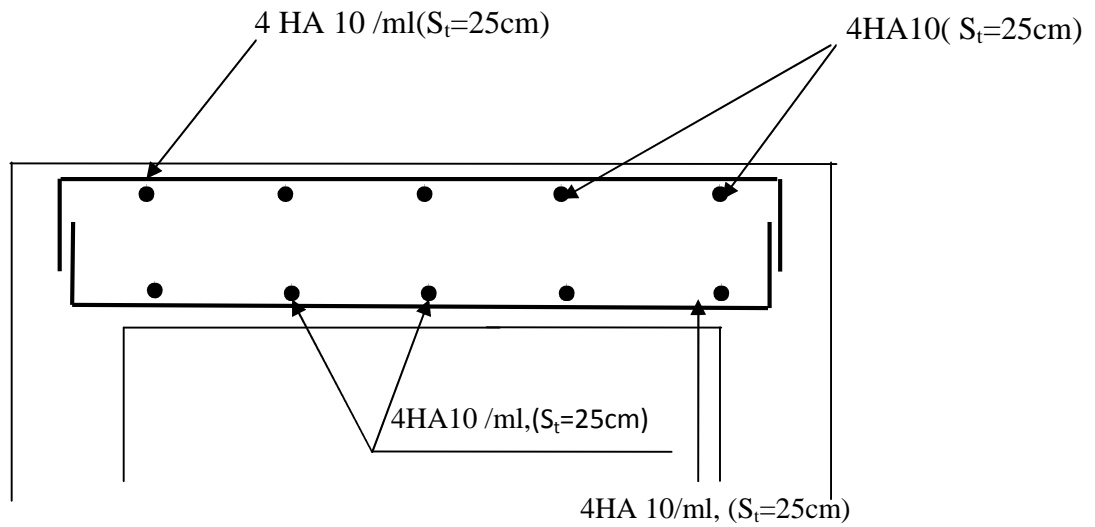


Fig-III-5-4- Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens x-x.

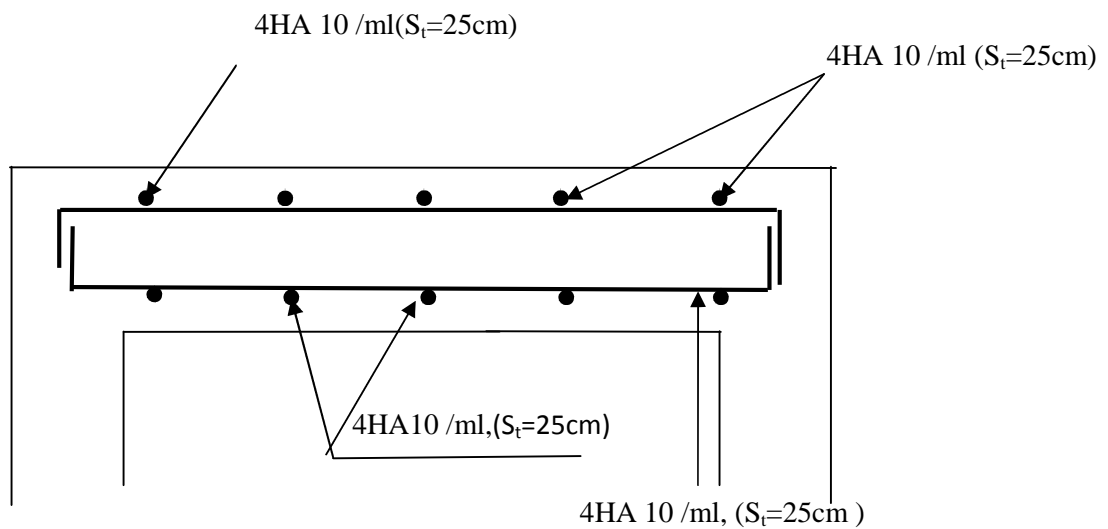


Fig-III-5-5- Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine dans le sens y-y.

Chapitre IV

*- Modélisation de la
structure-*

IV) INTRODUCTION :

IV.1) Description du logiciel :

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

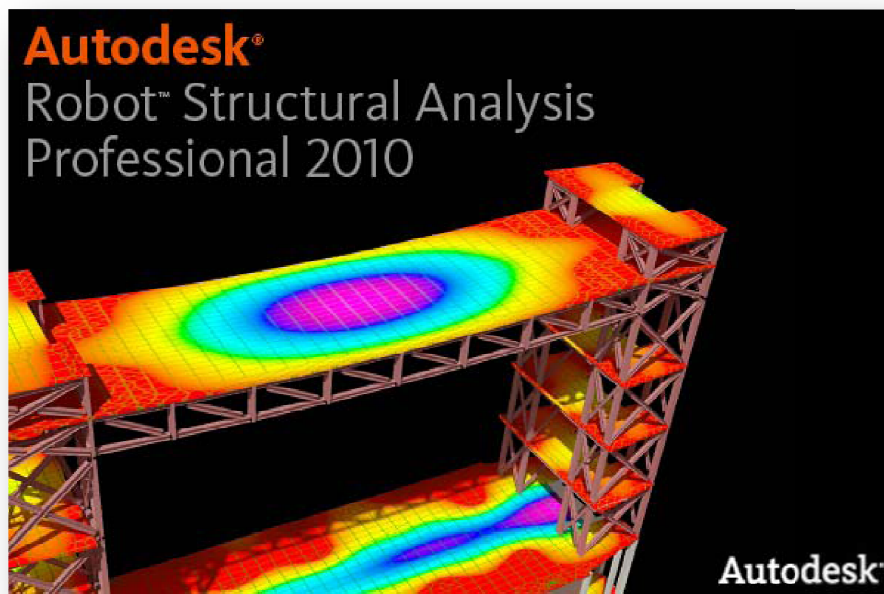


Figure 1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.2) Etapes de calcul à suivre dans Robot :

IV.2.1) Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.

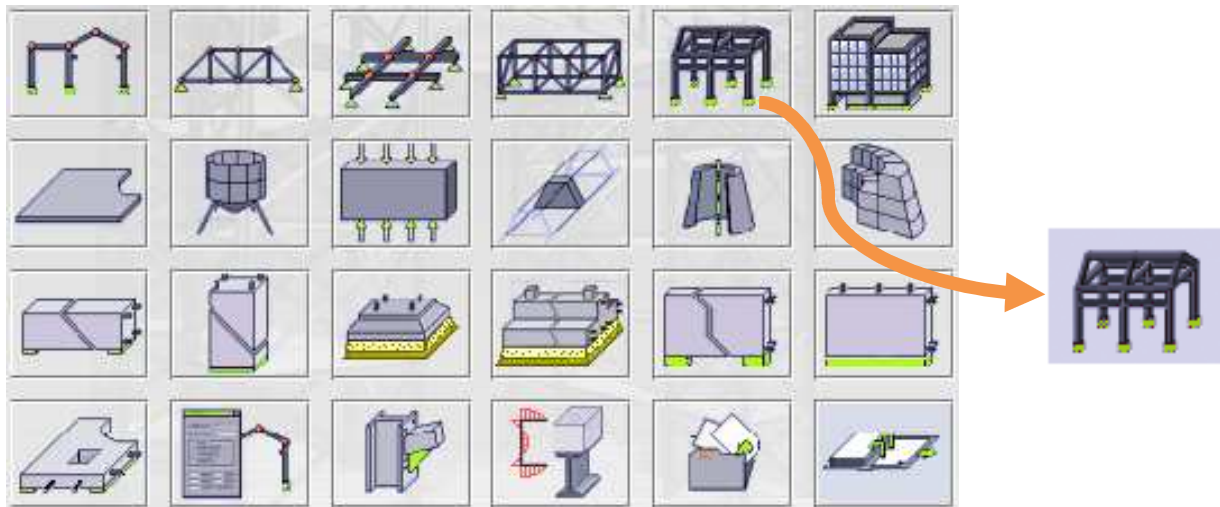




Figure 2 : Choix de la structure à étudier

IV.2.2) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « outils » on choisit « préférences de l'affaire » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou on clique sur l'icône  et 

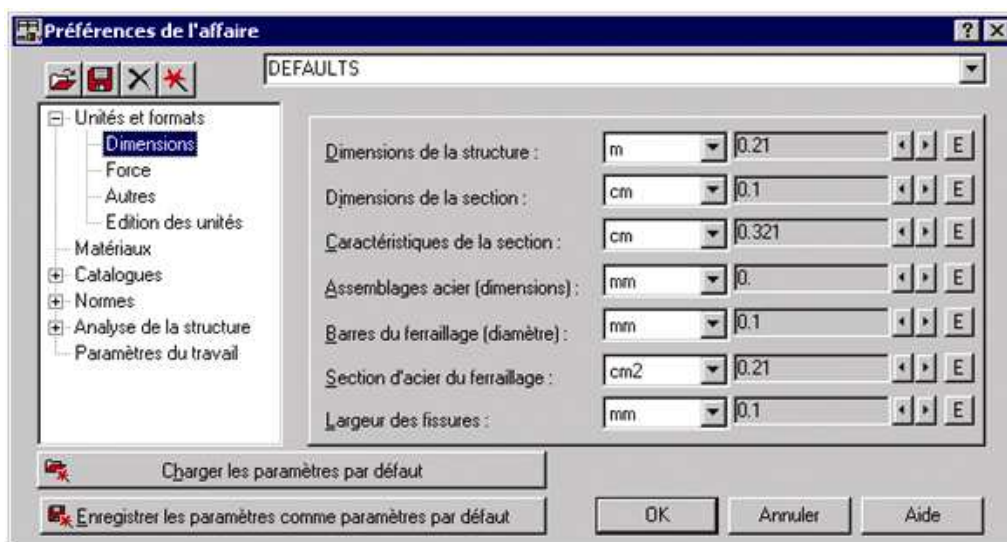





Figure 3 : Préférences de l'affaire

❖ Unités et formats :

- Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- Force : mettez la Force (kN), le Moment (kN.m), et la Contrainte (kN/m²).

- Autres : mettez le Déplacement (cm), les longueurs (m), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
- ❖ **Matériaux** : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).
- ❖ **Catalogue** :
 - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
 - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
- ❖ **Normes de conceptions** : Pour une structure en acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure en bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
 - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ **Analyse de la structure** : Cocher (liaisons rigides).
 - **Analyse modale** : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
- ❖ **Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
Avant de cliquer sue OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

IV.2.3) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône. 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

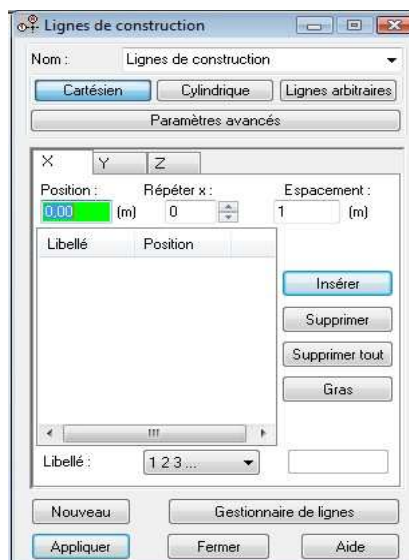

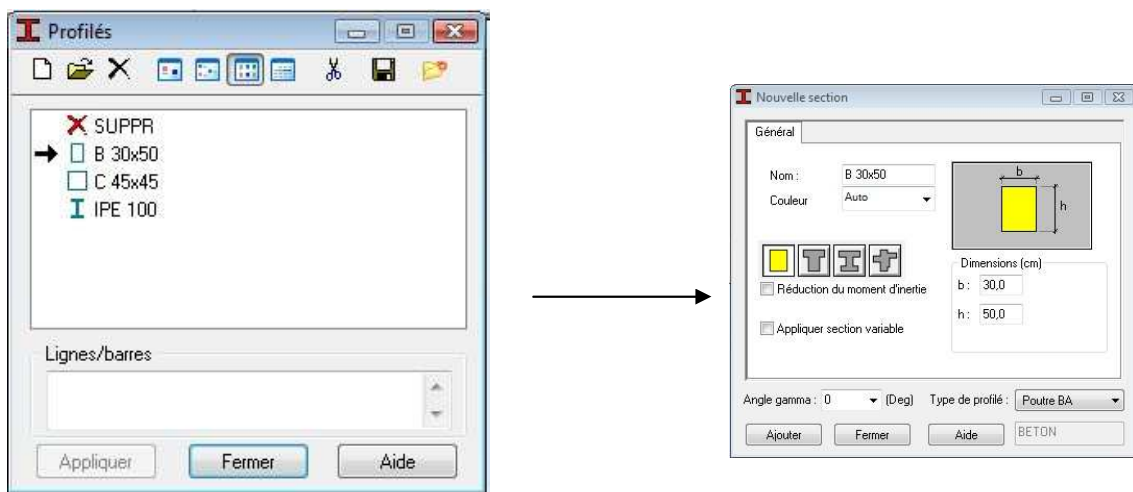



Figure 4 : Lignes de construction.**IV.2.4) Profilés des barres :**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :  Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

**Figure 5** : Choix des profilés des barres**IV.2.5) Création du modèle de la structure :**

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

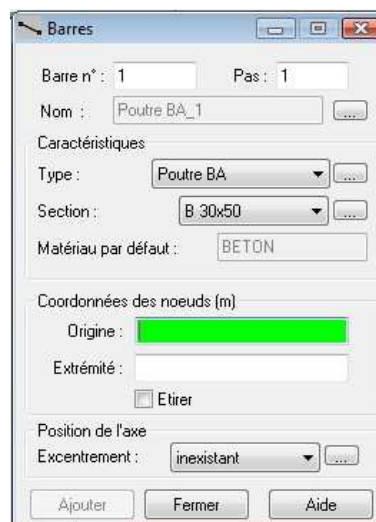


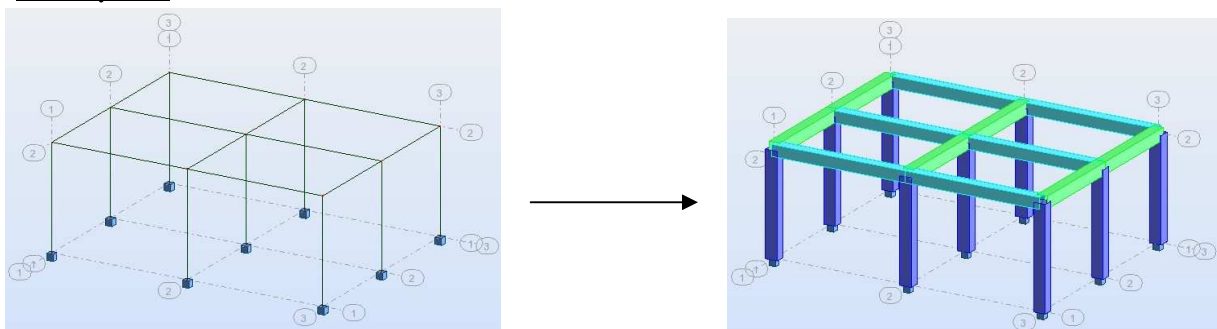
Figure 6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.



Figure 7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :



IV.2.6) Définition des voiles de contreventement :

Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »

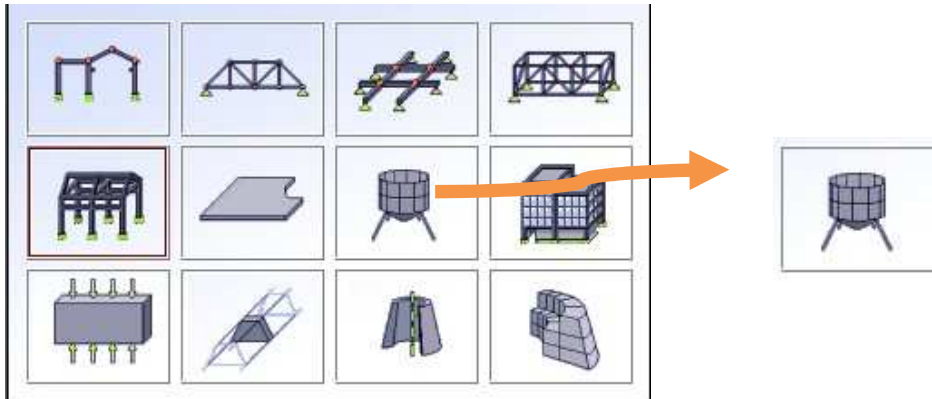



Figure 8 : Définition des voiles.

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT, on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

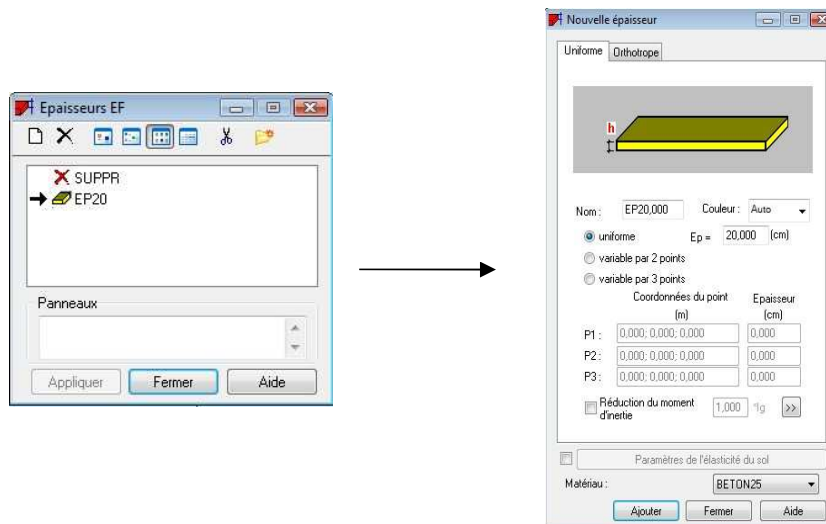




Figure 9 : Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône

« Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte, ou bien on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

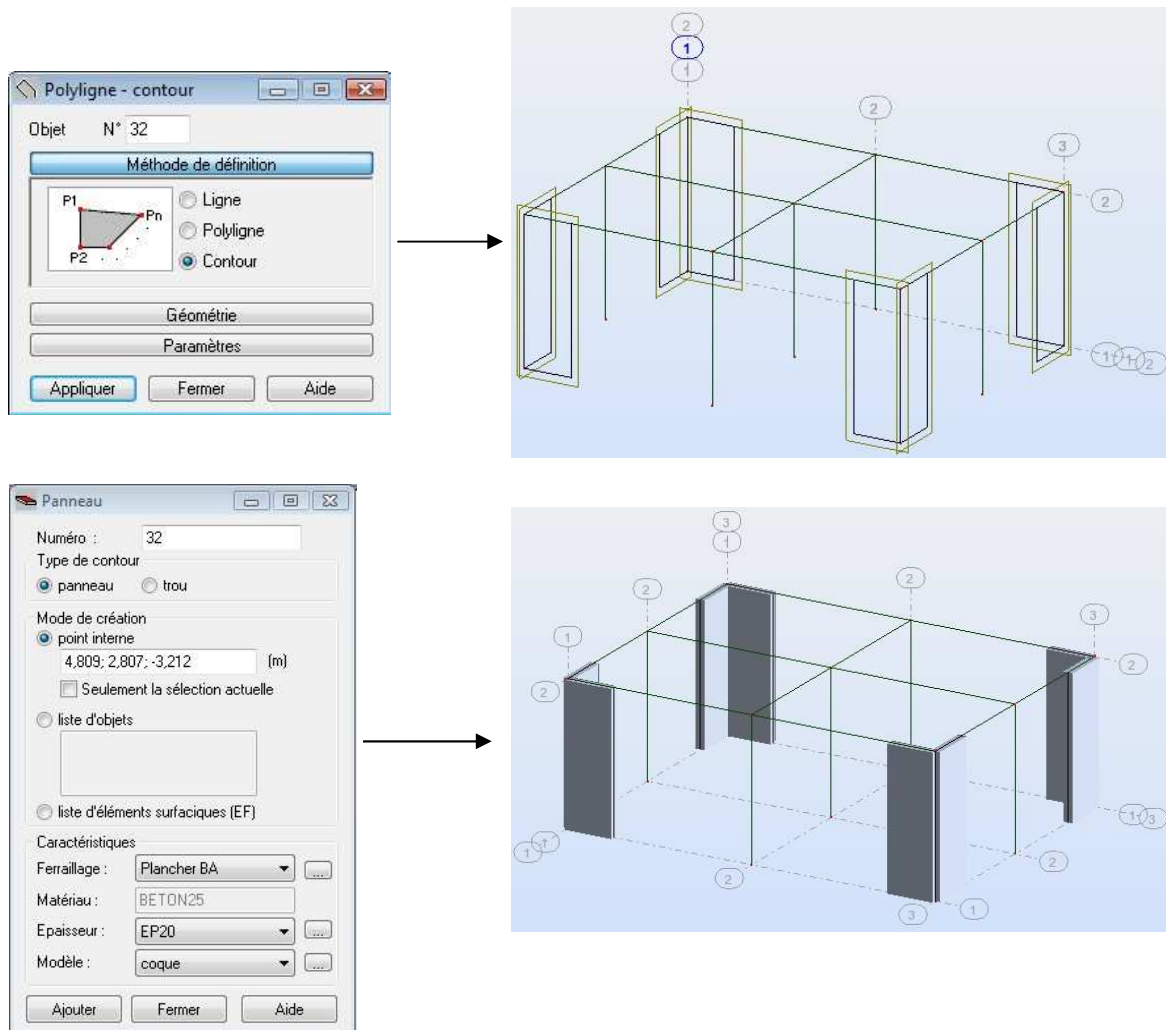


Figure 11 : Définition des panneaux.


- Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure 12 : Choix de la présentation.

IV.2.7) Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure, on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

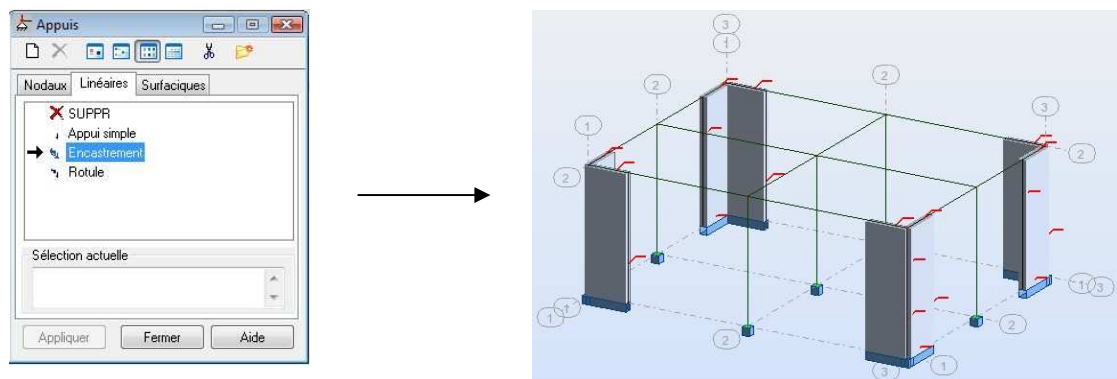



Figure 13 : Définition des appuis

IV.2.8) le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône 

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

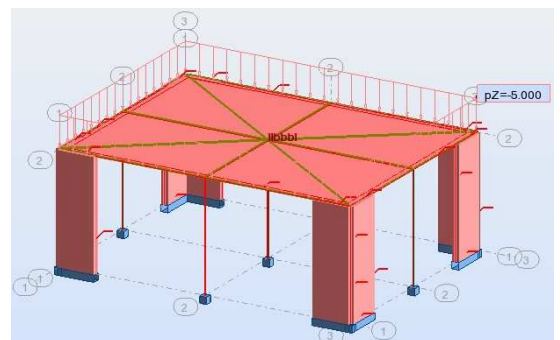
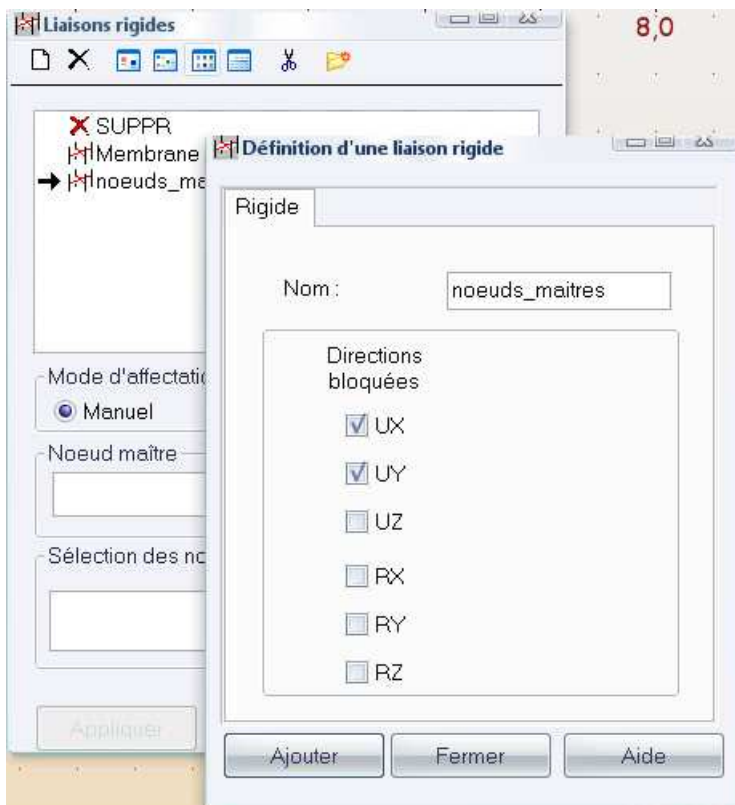


Figure 14 : liaison rigide

IV.2.9) Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



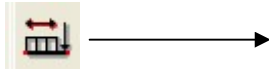


Figure 15) : Définition des charges

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Charge des neiges.

W : Charge du vent.

E : Charge sismique. Et pour se faire, on choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

IV.2.10) Chargement de la structure :

Pour charger la structure, on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boîte de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

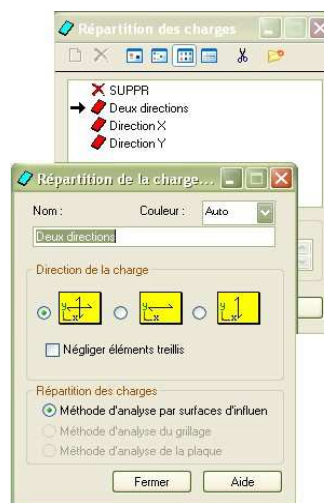


Figure 17 : Choix des bardages.

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 » :

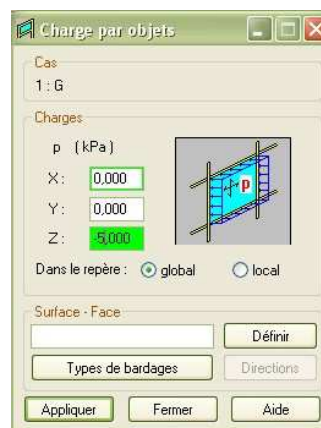


Figure 18 : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

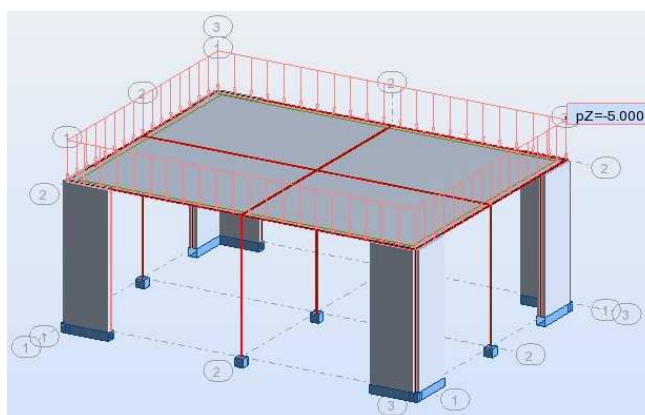


Figure 19 : Application des charges surfaciques sur le plancher.

IV.2.11) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

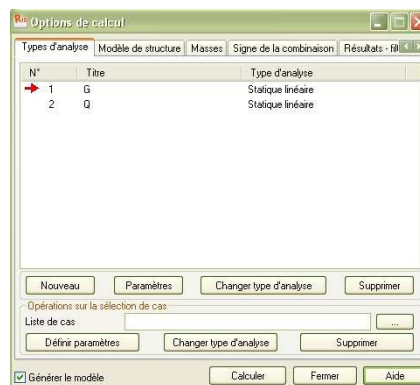
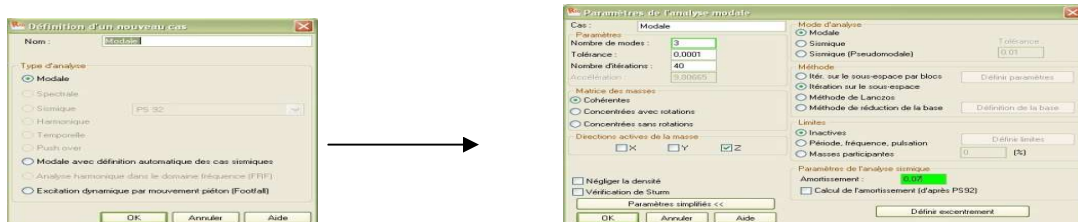


Figure 20 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et on sélectionne le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.



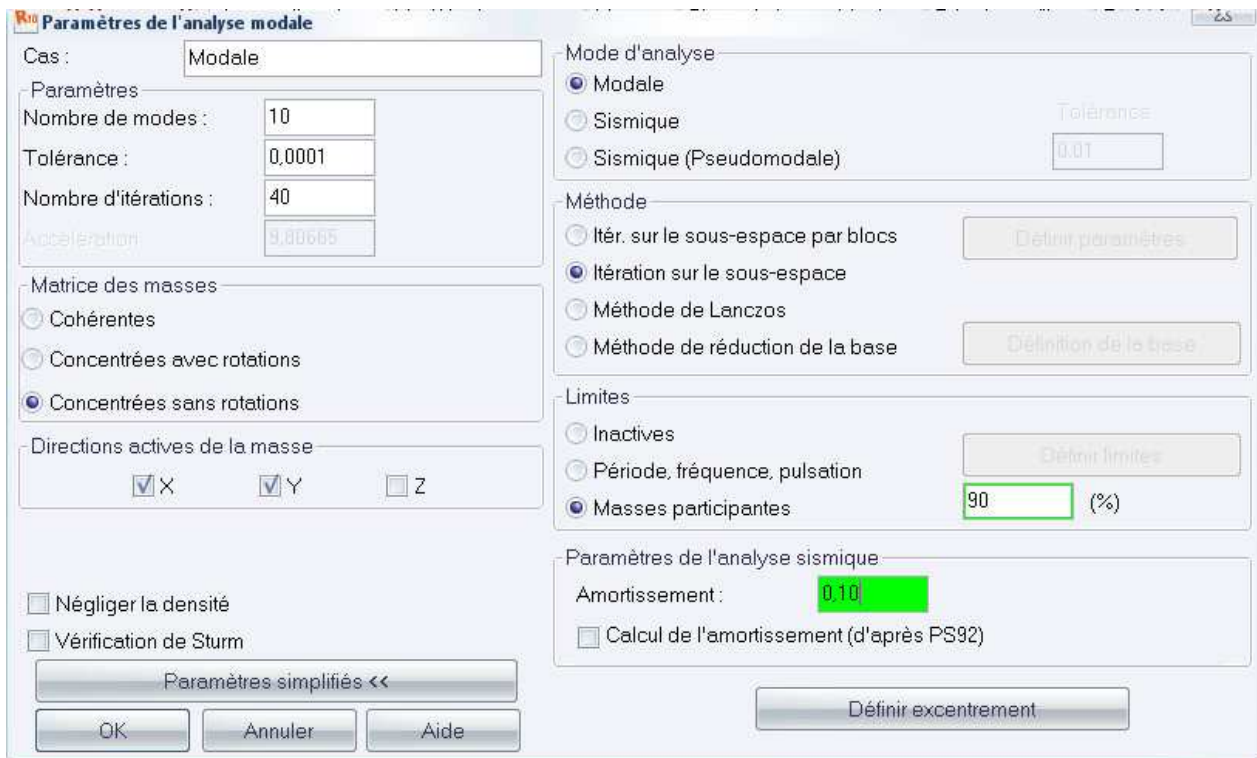


Figure 21 : paramètres de l'analyse modale.

On clique une seconde fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et on valide.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

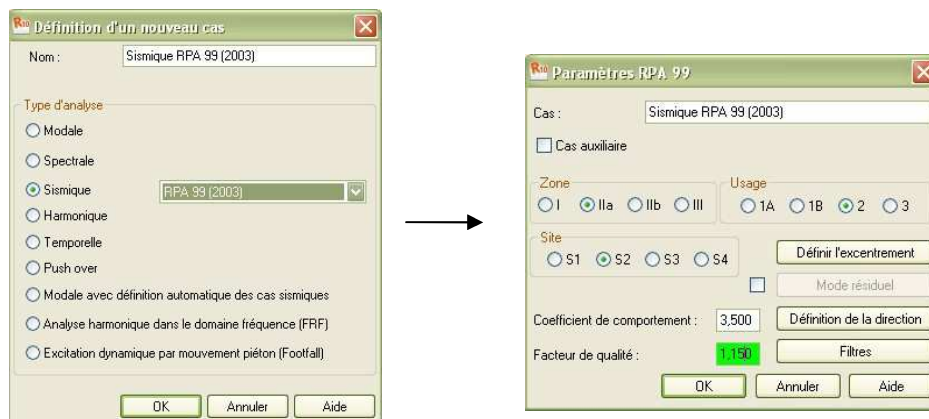



Figure 22 : Définition des paramètres RPA.

❖ **Calcul du poids total de la structure :**

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur convertir les cas, puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme la fenêtre. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

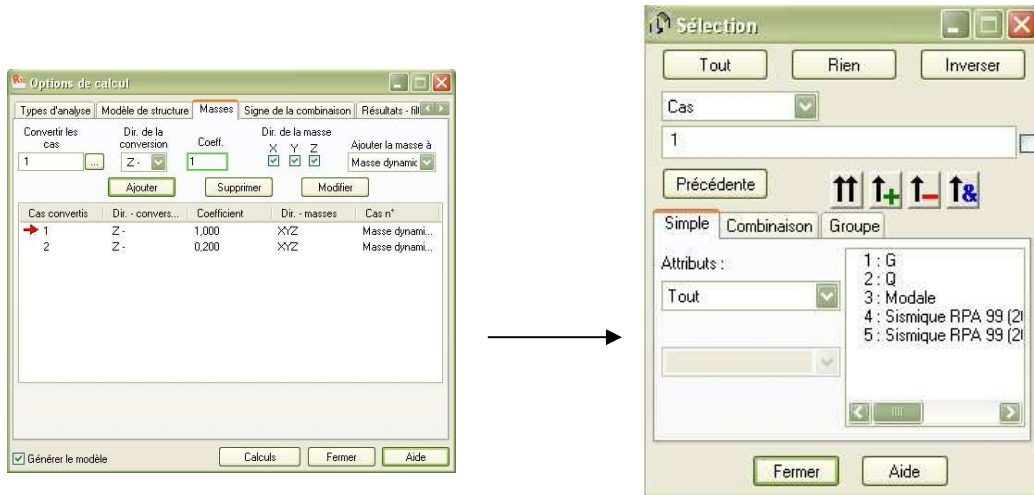



Figure 23 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

IV.2.12) Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

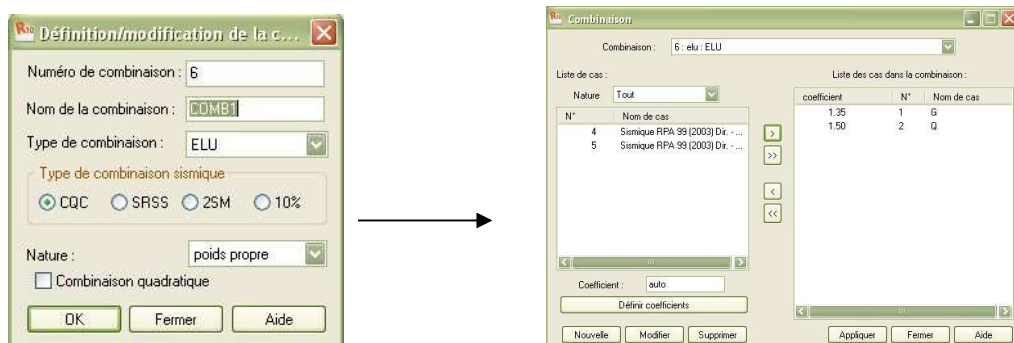


Figure 24 : définir les combinaisons d'actions

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV 2.13) Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

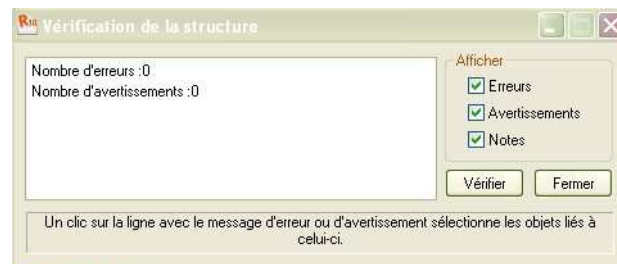


Figure 25 : Vérification de la structure

IV.3) Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

IV.3.1) Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** », on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

Nous allons donner ci-après, quelque exemples des résultats que l'on exploite le plus.



Figure 26) : tableaux des résultats

IV.3.2) Vérification des périodes :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
3/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
4/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 1	63,699	0,016	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 2	90,614	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569
5/ 3	91,579	0,011	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	80023,569

Figure 27 : tableaux des résultats réduits

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	17,744	0,823	97,603	97,363	-1,#ID	63,735	74,288	-1,#ID	4039222,486	4039222,486	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	40	1	40	40	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,215	0,056	63,735	1,473	-1,#ID	0,000	0,000	-1,#ID	4039222,486	4039222,486	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	40	1	1	1	18	17	1	1	1	1

On clique sur **extrêmes globaux** et on obtient les valeurs max et min.

IV.3.4) Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,950	1,898	0,144	0,001	0,001	0,001
Noeud	2492	141	8227	3402	1946	3596
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	5	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-1,930	-1,622	-0,366	-0,001	-0,001	-0,001
Noeud	2492	161	149	3401	2562	3620
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6 (C)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						

Figure 28 : tableau des déplacements

IV.3.5) Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,004	0,141	0,042
Barre	12	19	1036
Cas	9 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0,004	-0,141	-0,162
Barre	12	19	1137
Cas	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	6 (C)
Mode			

Figure 29 : Vérification de la flèche

IV.3.6) Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	163,481	152,646	1677,160	47,829	57,282	6,976
Noeud	6366	3267	47	3	41	3267
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	4	4
Mode					CQC	CQC
MIN	-159,144	-157,931	-1087,175	-49,414	-58,856	-7,891
Noeud	6366	47	76	78	41	3267
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						

Figure 30: tableau des réactions d'appuis

IV.3.7) Les efforts internes dans les barres :

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1353,864	39,597	105,489	37,560	38,864	51,942
Barre	31	2131	56	2083	298	2446
Noeud	49	1718	26	211	284	148
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-67,830	-65,333	-106,684	-37,251	-74,196	-40,473
Barre	1076	999	56	2367	56	161
Noeud	503	487	28	213	28	28
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Figure 31: tableau les efforts internes

IV.3.8) Diagramme des efforts dans barres :

Dans le menu « **résultat** » on clique sur « **diagramme** », on clique sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissants, des efforts tranchants ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normal FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ), appliquer et fermer.

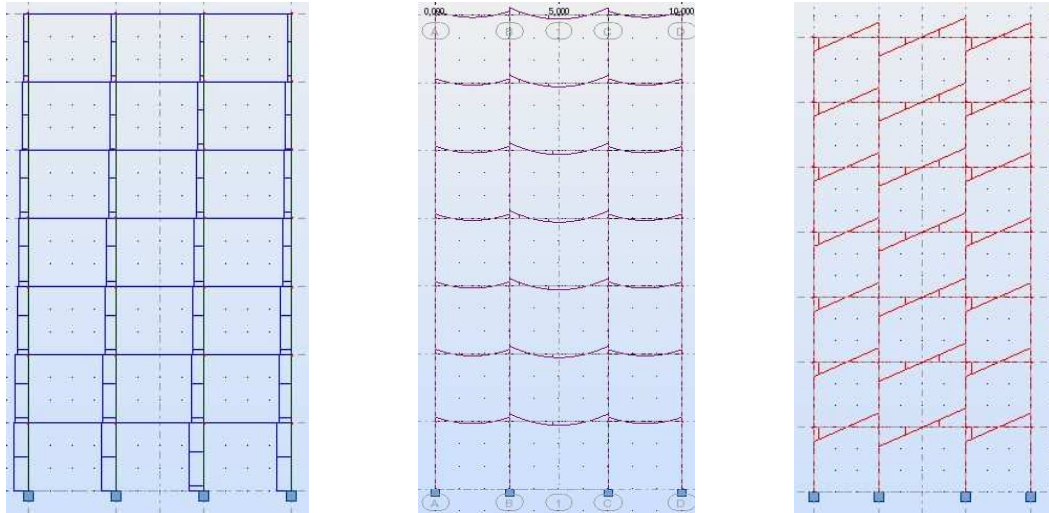


Figure 32) : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On clique sur « déformée », puis sur « démarrer ».

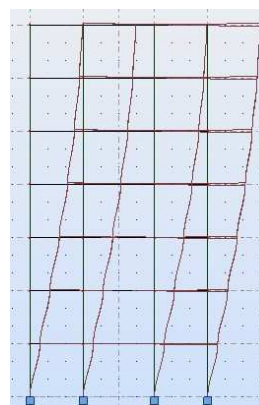
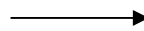
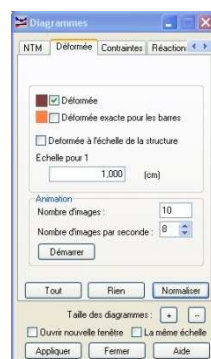


Figure 34) : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on clique sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.



Figure 35 : propriétés des barres

IV.3.9) les efforts dans les voiles :

Dans le menu « résultats » on click sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

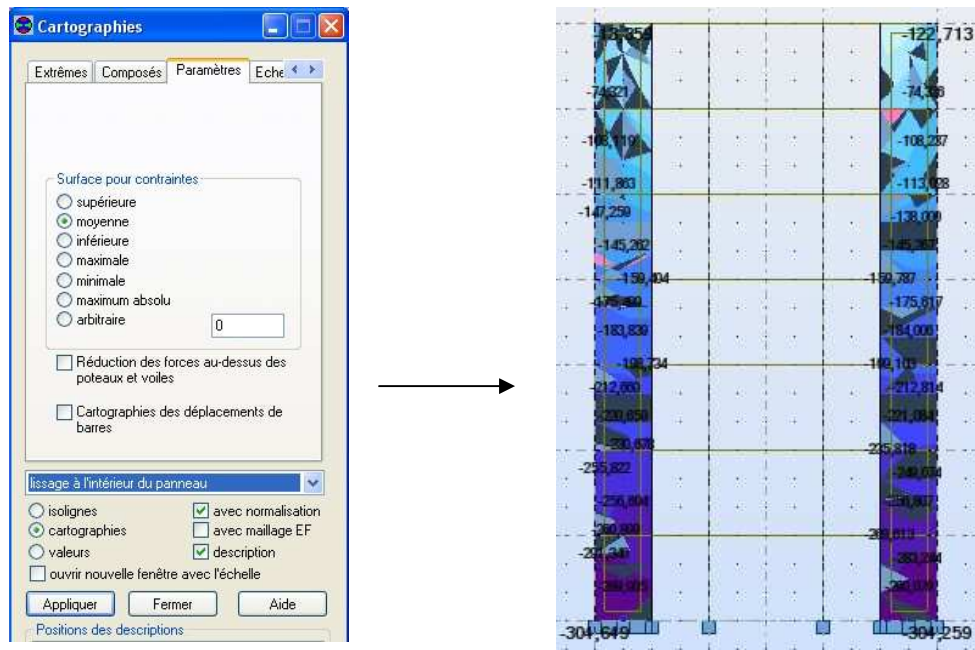


Figure 36 : les efforts dans les voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « résultats », « coupes sur panneaux ».

IV.5) Données à introduire dans le logiciel:

IV.5.1) première étape : Choix des sections :

- **Les poutres :**
 Les poutres principales : (35X40) cm².
 Les poutres secondaires : (30X35) cm².
- **Les poteaux :**
 RDC au 4^{ème} étage → (45X45) cm², (45X45) cm² incliné d'angle 45°
 Du 5^{ème} au 9^{ème} → (40X40) cm², (40X40) cm² incliné d'angle 45°
- **Les voiles :**
 Ils ont une épaisseur de 20cm.
- **Les dalles pleines :**
 Ils ont une épaisseur de 15 cm.

IV.5.2) Deuxième étape :

Les nœuds de la base sont considérés comme des encastremements.

- **Nœud maitre :**
 Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maitres :
 - Une translation suivant X.
 - Une translation suivant Y.
 - Une rotation autour de Z.
- **Les Diaphragmes :**
 Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds du plancher au nœud maitre de sorte qu'ils forment un diaphragme.

IV.5.3) Troisième étape :

- **Charges permanentes et exploitations :**

Élément	Charge permanentes G (KN / m)	Charge d'exploitation Q (KN / m)
-Plancher terrasse	5,84	1
-Plancher étage courant	5,46	1,5

-Plancher étage service	5,86	2,5
-Balcon	6,27	3,5

- **Evaluation du poids de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

- **Remarque :**

Le poids propre des poutres (principales, secondaires et palière), poteaux et les voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT dans la modélisation de la structure.

- **Evaluation des charges dynamiques :**

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse. Le logiciel ROBOT comprend dans sa base de données le règlement RPA99 version 2003 qui nous permet de calculer le spectre de réponse et cela en introduisant les paramètres appropriés à la structure.

A .Paramètre du spectre :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone $A=0,15$.
- ✓ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. $T_2= 0,5s$.
- ✓ Zone d'implantation : zone IIa.
- ✓ Usage : groupe 2 (usage d'habitation).

Coefficient de comportement global du bâtiment : $R = 5$ (Pour la structure de contreventement mixte).

- ✓ L'amortissement
- ✓ Catégorie du sol (sol meuble) S_3 .
- ✓ Facteur de qualité Q

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou pas, sa valeur est donnée par le RPA99.

Critère	Valeur de P_q	
	X-X	Y-Y
1. Condition minimales des files porteuse, chaque file doit comporter au moins trois travées.	0,05	0,05

2. Redondance en plan : à chaque étage on doit avoir au moins 4 files de portiques. -Rapport des espacements doit être $< 1,5$	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des martiaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
TOTAL	1,15	1,15

- Tableau des pénalités P_q

IV.5.4) Quatrième étape :

- Combinaisons selon le BAEL91 :
ELU : $1,35G + 1,5Q$
ELS : $G + Q$
- Combinaison selon le RPA99 version 2003 :
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effet du séisme.

IV.5.5) Cinquième étape :

- Caractéristique de sol :

L'étude géologique du site à donné une contrainte admissible de 2bars.

IV.5.6) Fichier de données :

Nous donnerons ici quelques exemples des fichiers de données :

- **Chargements :**

Cas	Type de charge	Liste					
2:Q	surfacique sur objet	862	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	862	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,860	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	864 879A88	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,460	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	864 879A88	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,500	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	886	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	886	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,840	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	1154A1185	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,270	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	1154A1185	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,500	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	1186A1189	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	1186A1189	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,270	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	47 245 363 6	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,270	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	47 245 363 6	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,500	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	887	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,500	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	887	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,270	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	1290	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,000	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	1290	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,840	global	MEMO :
1:G	surfacique sur objet	3054A3071	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,270	global	MEMO :
2:Q	surfacique sur objet	3054A3071	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,500	global	MEMO :

- **Combinaison :**

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de	Nature du cas	Définition
6 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	1*1.350+2*1.500
7 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.000
8 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.000+4*-1.000
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+4)*1.000
10 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+5)*1.000
11 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.000+5*-1.000
12 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.800+4*1.000
13 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.800+4*-1.000
14 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.800+5*1.000
15 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	1*0.800+5*-1.000

- **Liaison rigide :**

Nom de la liaison	Noeud maître	Liste de noeuds esclaves	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
Membrane	38	35 142A150 157 159 16	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	431	429A445P4 435 439 44	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	359	357A387P10 361 363 3	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	424	306A320 425 426A444	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	372	289A293 295 296 298A	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	321	251 253A263 281 285 2	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	200	178A199 201A207 218	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	133	104 111 113A132 134A	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	235	14 29 30 33 34 36 37 75	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	8	2A26P8 4A28P8 6A60P	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué
Membrane	174	141 161 176 208 209A2	bloqué	bloqué	libre	libre	libre	bloqué

Chapitre V

-Exploitation des résultats-

V-Introduction :

Dans ce chapitre, nous visons l'exploitation des résultats (les périodes de vibration, les déplacements, les efforts internes et le ferrailage des éléments), donnés par le logiciel après avoir appliqué les étapes de la modélisation.

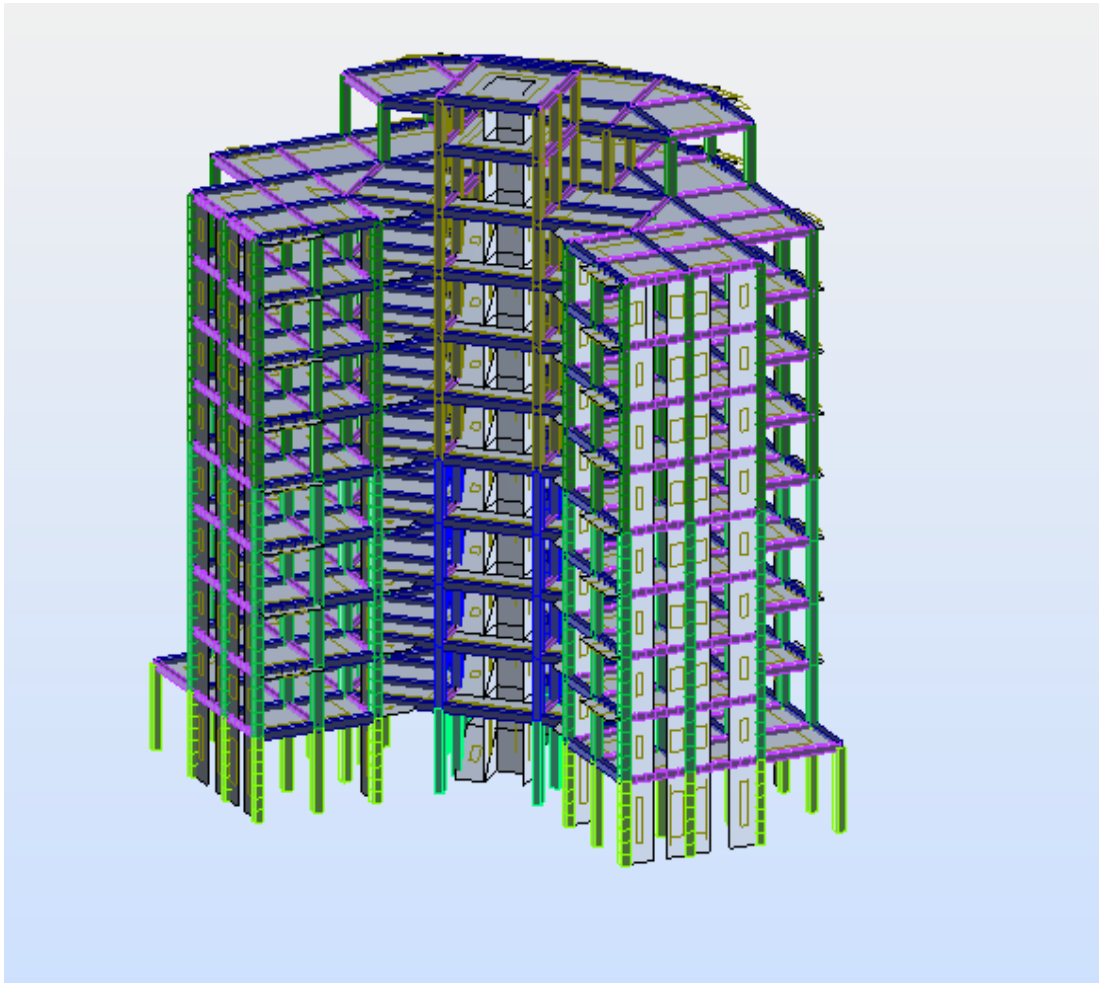
➤ Vue en 3D :

Figure : V-1) Vue en 3D de la structure

➤ Vue en plan :

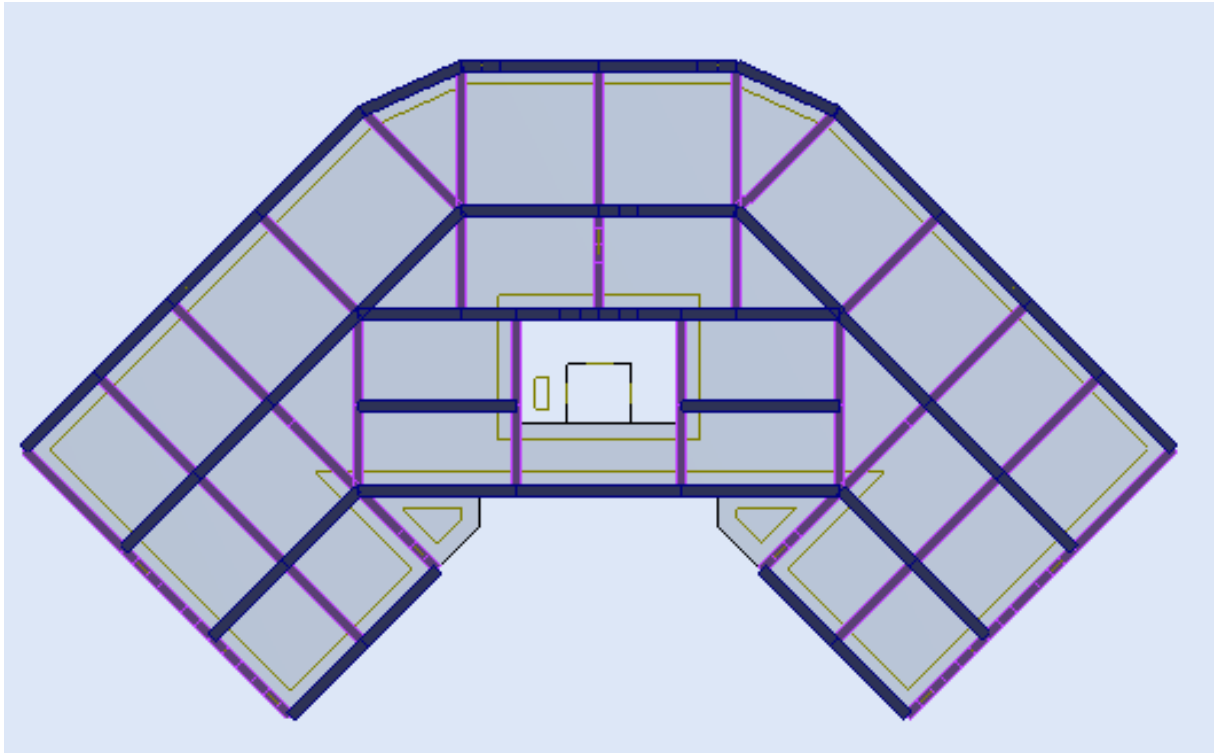


Figure : V-2) Vue en plan de la structure

V.1) Vérification des résultats selon le RPA2003 : (art.4.2.4.4) :

Avant de passer à la détermination des efforts et le ferrailage de la structure, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Période fondamentale.
- ✓ Le déplacement inter étage.
- ✓ Excentricité.
- ✓ Vérification de la participation massique.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base.
- ✓ L'effet $P-\Delta$
- ✓ Système de contreventement.

a) Période fondamentale :(Art 4.2, 4 /RPA 99 version 2003) :

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, pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur « Extrêmes globaux »

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	17,737	0,828	97,569	97,320	#ind#	63,750	74,544	#ind#	4009945,273	4009945,273	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	40	1	40	40	1	1	2	1	1	1	1
MIN	1,208	0,056	63,750	0,739	#ind#	0,000	0,000	#ind#	4009945,273	4009945,273	0,0
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	40	1	1	1	18	14	1	1	1	1

Figure : V-3) Période fondamentale de vibration et taux de participation massique de la structure.

Donc, ROBOT nous a donné les périodes et les modes de vibration pour la structure :

- La période maximale est de **0,823 s** pour le **1er mode** de vibration et la période minimale est de **0.056 s** pour le **3ème** mode de vibration.
- La période critique imposée par le (RPA99version 2003 ; art.4.2.4, page45) est comme suit :

$$T_c = \min\left(C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 \frac{hN}{\sqrt{D_x}}, 0,09 \frac{hN}{\sqrt{D_y}}\right)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage .

On aura: $T_c = 0.668s$

« 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% ». (RPA99version 2003 ; art.4.2.4)

-On doit vérifier que :

$$\frac{T}{T_c} \leq 1.3 \quad \text{avec T: la période donnée par ROBOT.}$$

$$\frac{T}{T_c} = \frac{0.823}{0.668} = 1.23 \leq 1.3 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Nombre de modes à considérer: (Art 4.3, 4 /RPA 99 version 2003) :**
Pour les structures représentées par des modèles plans dans les deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque une des deux directions d'excitation doit être telle que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum des modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

❖ **Nota :**

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}.$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol.

Dans notre cas: N = 10

$$K \geq 3 \sqrt{10} \quad \Longrightarrow \quad K \geq 9.48$$

b) Le déplacement inter étage :

Pour l'affichage des déplacements des nœuds, on coche dans « Tableau », la case « Déplacements des nœuds » puis on clique sur « ok ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1,971	1,908	0,143	0,001	0,001	0,001
Noeud	2492	141	8239	3402	1946	6863
Cas	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
MIN	-1,951	-1,631	-0,377	-0,001	-0,001	-0,001
Noeud	2492	161	149	2333	2562	3620
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6 (C)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)

Figure : V-4) Les extrêmes globaux des déplacements.

✓ **Remarque :**

Les déplacements d'une structure donnée par le logiciel doivent être multipliés par le coefficient de comportement $R=5$.

D'après le (RPA 99version 2003 Art : 5.10), le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

✓ **Dans notre cas:**

$h_{\text{RDC}} = 4.20\text{m}$, le déplacement max est de 4.2 cm

$h_{\text{étage courant}} = 3.06\text{m}$, le déplacement max est de 3.06 cm

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [\text{Art 4.20 RPA99 version 2003}].$$

Note : les déplacements horizontaux de chaque niveau <K> de la structure sont calculés comme suite : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ [Art 4.19 RPA99 version 2003].

R : coefficient de comportement

δ_k : Déplacement dû aux forces sismiques y compris l'effet de torsion.

Le déplacement de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

niv	δ_{ex}^k (cm)	δ_{ey}^k (cm)	R	δ_x^k $= R \times \delta_{ex}^k$ (cm)	δ_y^k $= R \times \delta_{ey}^k$ (cm)	Δ_x^k (cm)	Δ_y^k (cm)	$\bar{\Delta} =$ $1\%he$ (cm)	Obs
9	1.971	1.801	5	9.855	9.005	-	-	3.06	C.V
8	1.880	1.661	5	9.400	8.305	0.455	0.700	3.06	C.V
7	1.752	1.504	5	8.760	7.520	0.640	0.785	3.06	C.V
6	1.587	1.331	5	7.935	6.655	0.810	0.822	3.06	C.V
5	1.388	1.140	5	6.940	5.700	0.995	0.955	3.06	C.V
4	1.163	0.935	5	5.815	4.675	1.125	1.025	3.06	C.V
3	0.929	0.726	5	4.645	3.630	1.170	1.045	3.06	C.V
2	0.684	0.516	5	3.420	2.580	1.225	1.050	3.06	C.V
1	0.437	0.315	5	2.185	1.575	1.235	1.005	3.06	C.V
RDC	0.197	0.141	5	0.985	0.705	1.200	0.870	4.20	C.V

Figure : V-5) Vérification des déplacements absolus et relatifs inter-étages de la Structure

d) Les excentricités :

❖ Les excentricités théoriques:

Les excentricités théoriques données par ROBOT sont affichées dans le tableau suivant:

Cas/Etage	Nom	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	Etage 1	254111,544	7,450 2,638 2,8	7,390 -1,378 2	7780622,129	20660000,123	27525170,102	0,060	4,016
1/ 2	Etage 2	212271,010	7,450 2,942 6,4	7,332 -0,916 6	6803617,042	15244129,923	21647859,717	0,118	3,859
1/ 3	Etage 3	212271,000	7,450 2,942 9,4	7,583 -0,655 9	6803608,411	15243834,089	21647554,890	0,133	3,598
1/ 4	Etage 4	212270,997	7,450 2,942 12	7,583 -0,655 1	6803608,523	15243833,767	21647554,276	0,133	3,598
1/ 5	Etage 5	212270,992	7,450 2,942 15	7,583 -0,655 1	6803608,492	15243833,414	21647553,504	0,133	3,598
1/ 6	Etage 6	197632,384	7,450 2,940 18	7,597 -0,993 1	6357229,637	14119898,610	20109868,820	0,147	3,933
1/ 7	Etage 7	197632,384	7,450 2,940 21	7,597 -0,993 2	6357229,839	14119898,811	20109868,820	0,147	3,933
1/ 8	Etage 8	197632,384	7,450 2,940 24	7,593 -1,131 2	6357238,052	14120193,316	20110171,133	0,143	4,071
1/ 9	Etage 9	197632,381	7,450 2,940 27	7,078 -1,068 2	6357238,024	14120193,394	20110170,781	0,372	4,008
1/ 10	Etage 10	77862,847	7,450 7,714 30	7,450 3,830 30	1329564,003	1912318,181	3096599,978	0,000	3,884

Figure : V-6) Tableau des excentricités théoriques.

❖ Evaluation de l'excentricité accidentelle :(Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	4A8 10A16 34		35,548	20,065	1,777	1,003
2	Etage 2	43A45 47A50		32,012	22,201	1,601	1,110
3	Etage 3	243A247 249A		32,012	22,201	1,601	1,110
4	Etage 4	361A365 367A		32,012	22,201	1,601	1,110
5	Etage 5	484A488 490A		32,012	22,201	1,601	1,110
6	Etage 6	499A503 505A		32,012	22,201	1,601	1,110
7	Etage 7	514A518 520A		32,012	22,201	1,601	1,110
8	Etage 8	893A896 898A		32,012	22,201	1,601	1,110
9	Etage 9	923A926 928A		32,012	22,201	1,601	1,110
10	Etage 10	833A839 841 8		21,052	14,600	1,053	0,730

Figure : V-5) Tableau des excentricités accidentelles.

On doit vérifier que : $e = \max(0.05L_{max}; e_0)$

Avec e_0 : excentricité théorique

$$e_x = \max(0.05 \times 35.548; 0.06) = 1.7775 > 1.777 \quad \Longrightarrow \quad C.V$$

$$e_y = \max(0.05 \times 22.20; 4.07) = 4.07 > 1.11 \quad \Longrightarrow \quad C.V$$

e) Vérification de la participation massique : (Art 4.3.4 du RPA99 version 2003)

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Pour notre structure nous avons au 3^{ème} mode :

$$\checkmark U_x = 97.603\% > 90\% \quad \Longrightarrow \quad C.V$$

$$\checkmark U_y = 97.363\% > 90\% \quad \Longrightarrow \quad C.V$$

f) Calcul de la force sismique à la base du bâtiment :

Le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (V_D) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V).

La force sismique (effort tranchant) à la base du bâtiment est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T$$

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone ; donné par le tableau 4,1 RPA99 suivant la sismicité et le groupe d'usage de bâtiment.

Le bâtiment est implanté en zone **IIa** ; groupe d'usage 2 \Longrightarrow **A= 0.15**

- ✓ **R** : coefficient de comportement global de la structure ; donné par le RPA99 (tableau 4.3) en fonction de contreventement \Longrightarrow **R=5**
- ✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend du facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 0.882 \geq 0.7$

$\xi = 7\%$ (Portique auto stable en B.A avec remplissage rigide)

et de la période fondamentale de la structure (T) en seconde.

$$D \begin{cases} e^x = 2\eta \quad \Longrightarrow \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0s}\right)^{2/3} \left(\frac{3.00}{T}\right)^{5/3} \quad \Longrightarrow \quad T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

✓ $T_2 =$: période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le RPA99 (tableau 4.7) $\Longrightarrow T_2 = 0.5s$

Calcul de T :

❖ Sens X-X :

$$T_x = \min\left(C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 \frac{hN}{\sqrt{D_x}}\right)$$

h_N : hauteur jusqu'au dernière niveau.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement.

$C_T = 0.05$ (portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

d'où: $T_x = 0.479s$

On a $0 \leq T = 0.479s \leq T_2 = 0.50$ donc $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$\Longrightarrow D_x = 2.26$$

❖ Sens Y-Y :

$$T_x = \min\left(C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 \frac{hN}{\sqrt{D_x}}\right) = 0.606s$$

d'où: $D_y = 1.93$

Calcul de coefficient Q :

Q : facteur de qualité, donné par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q-6} Pq$$

- ✓ P_q = pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » et satisfait ou non.
Sa valeur est donné par le RPA99 (Tableau 4.4), tel que:

1-Condition 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.

Condition non vérifiée dans le sens xx. $P_{x1} = 0.05$.

Condition non vérifiée dans le sens yy. $P_{y1} = 0.05$.

2- La redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques 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.

Suivant x-x : Condition non vérifiée $P_{x2} = 0.05$.

Suivant y-y : Condition non vérifiée. $P_{y2} = 0.05$.

3- Régularité en plan :

Le bâtiment est régulier en plan dans les deux sens.

Sens x-x : condition vérifiée. $P_{x3} = 0$.

Sens y-y : condition vérifiée. $P_{y3} = 0$.

4- Régularité en élévation :

Le bâtiment n'est pas régulier en élévation dans les deux sens.

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en Plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension \implies **Condition non vérifiée.**

$$\checkmark \frac{L_{10}}{L_9} = 100\% - \frac{21.05}{32.01} \times 100 = 34.24\% > 20\% \quad \text{suivant XX}$$

$$\checkmark \frac{L_{10}}{L_9} = 100\% - \frac{14.6}{22.2} \times 100 = 34.24\% > 20\% \quad \text{suivant YY}$$

Suivant x-x : **Condition non vérifiée** $P_{x4} = 0.05$

Suivant y-y : **Condition non vérifiée.** $P_{y4} = 0.05$

5- Le contrôle des matériaux et le suivi de réalisation sont obligatoires dans les zones sismiques \implies Le critère est observé $P_5 = P_6 = 0$

	Sens XX		Sens YY	
	Valeurs de Pq		Valeurs de Pq	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0,05	/	0,05
Redondance en plan	/	0,05	/	0,05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation		0,05		0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/	0	/
Contrôle de la qualité d'exécution	0	/	0	/

d'où :

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0) = 1,15$$

❖ **LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE « W_T »:**

W_T : est égale à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau (i)

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- ✓ W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.
- ✓ W_{Qi} : Charge d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération en fonction de la nature de la durée de la charge.
- ✓ $\beta=0.2$ (bâtiment à usage d'habitation et commercial).
- ✓ $W_T = 40099.45\text{KN}$

❖ **CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE A LA BASE DU BATIMENT :**

$$V_X = \frac{A \times D_X \times Q}{R} W_T = \frac{0.15 \times 2.26 \times 1.15}{5} (40099.45) = 3126.55 \text{ KN}$$

✓ **80% $V_x = 0.8 (3126.55) = 2501.25\text{KN}$**

$$V_Y = \frac{A \times D_Y \times Q}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.15}{5} (40099.45) = 2670.02 \text{ KN}$$

✓ **80% $V_y = 0.8 (2670.02) = 2136.02\text{KN}$**

❖ **Effort tranchant obtenu par la méthode dynamique:**

✓ **$V_{dx} = 3775.19\text{KN}$**

✓ **$V_{dy} = 4227.87\text{KN}$**

❖ **APPLICATION**

- ✓ $V_{dx} = 3775.19\text{KN} > 80\% V_x = 2501.25\text{KN} \implies$ condition vérifiée
- ✓ $V_{dy} = 4227.87\text{KN} > 80\% V_y = 2136\text{KN} \implies$ condition vérifiée

✓ **Conclusion :**

Les résultantes des forces sismiques a la base (V_d) obtenu par combinaison des valeurs modales est inferieure a 80% de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente (V).

g) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (Art 5.9/RPA99 mods03) :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p^k \times \Delta^k}{V^k \times h^k} \leq 0.1$$

- ✓ P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».
- ✓ V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- ✓ Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓ h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Niv	P^k	Δ^k	$P^k \times \Delta^k$	V^k	h^k	$V^k \times h^k$	θ	Obs
8	2754,95	0.00455	12.53	120,476	3.06	368.65	0.033	C.V
7	4731,27	0.00640	30.28	267,581	3.06	818.79	0.036	C.V
6	6707,60	0.00810	54.33	408,618	3.06	1250.37	0.043	C.V
5	8683,92	0.00995	82.93	557,083	3.06	1704.67	0.048	C.V
4	10806,63	0.01125	121.57	573,435	3.06	1754.71	0.069	C.V
3	12929,34	0.01170	151.27	690,799	3.06	2113.84	0.071	C.V
2	15052,05	0.01225	184.38	793,164	3.06	2427.08	0.075	C.V
1	17174,76	0.01235	212.10	890,840	3.06	2725.97	0.077	C.V
RDC	19715,87	0.01200	236.59	1318,35	4.20	5537.10	0.042	C.V

Figure V-6): tableau de Vérification de l'effet P-Δ (sens x-x).

Niv	P^K	Δ^K	$P^K \times \Delta^K$	V^K	h^K	$V^K \times h^K$	θ	Observation
8	2754,95	0.0070	19.27	271.897	3.06	832	0.023	C.V
7	4731,27	0.0078	36.90	515.813	3.06	1578.38	0.023	C.V
6	6707,59	0.0082	55	715.384	3.06	2189.07	0.076	C.V
5	8683,92	0.0095	82.49	937	3.06	2867.22	0.028	C.V
4	10806,63	0.0102	110.22	948.561	3.06	2902.59	0.037	C.V
3	12929,34	0.0104	134.46	1144.24	3.06	3501.39	0.038	C.V
2	15052,05	0.0105	158.04	1297.836	3.06	3971.37	0.045	C.V
1	17174,76	0.0100	171.74	1427.736	3.06	4368.87	0.039	C.V
RDC	19715,87	0.0087	171.52	1787.732	4.20	7508.47	0.022	C.V

Figure V-6): tableau de Vérification de l'effet P- Δ (sens y-y).

❖ Conclusion:

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

h) Justification de l'interaction portiques-voiles :(Art 4.a/RPA99mod 03) :

Pour la justification de l'interaction portiques-voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **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 résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

➤ Les charges verticales :

- La charge verticale reprise par les voiles est de :

$$\tau\% = \frac{22304.453}{125889.338} \times 100\% = 17.71\%$$

➤ Les charges horizontales:

- **Sens longitudinal :**

Charge sismique totale (voiles+portiques) = 9588.71 [KN]	→	100 % Charge
sismique des portiques = 3911.08 [KN]	→	40.78 %
Charge sismique des voiles = 5677.63 [KN]	→	59.22 %

- **Sens transversal :**

Charge sismique totale (voiles+portiques) = 9225.90 [KN]	→	100 %
Charge sismique des portiques = 1219.45 [KN]	→	13.22%
Charge sismique des voiles = 8006.45 [KN]	→	86.78 %

❖ Conclusion:

En examinant les résultats obtenus de cette étude du contreventement, nous avons constaté que :

- ✓ **Selon le sens longitudinal**: les portiques et les voiles travaillent conjointement, du fait que la charge des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de la charge totale de la structure, cela nous ramène

à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique.**

- ✓ **Selon le sens transversal** : selon ce sens la charge des portiques n'a pas atteint les 25% ; donc le système de contreventement est un contreventement par des voiles porteurs en béton armé.

✚ les portiques participent dans le contreventement de notre structure donc on à faire a **un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles.**

- D'où le coefficient de comportement **R=5 (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)**

Chapitre VI

- *Ferraillage des poutres* -

VI.1- Ferrailage des poutres principales :**1- Introduction :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (E.L.U), puis nous procéderons à une vérification à l'état limite de service (E.L.S).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissants maximums, qui seront donnés par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Aux appuis.}$$

$$1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots \text{En travées.}$$

2- Exposé de la méthode de calcul :**1. Calcul à l'ELU :****a) Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}}$$

Avec :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidenté} \\ \gamma_b = 1,50 \rightarrow \text{Cas courant} \end{array} \right.$$

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérées est > 24 heures.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \implies$ Section simplement armée (S.S.A) alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec : d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

A_{st} : Section d'acier tendu.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \implies \text{Cas courant} \\ \gamma_s = 1 & \implies \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

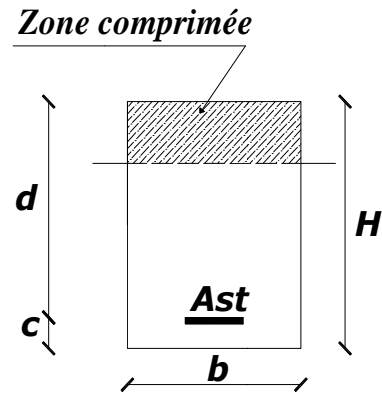


Figure VI-1) : Section d'une poutre simplement armée

Si $\mu > \mu_l = 0,392 \implies$ Section doublement armée (S.D.A) alors :

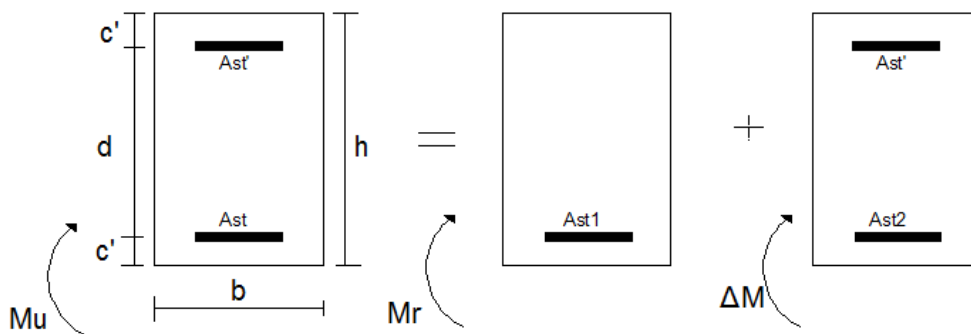


Figure VI-2) : Section d'une poutre doublement

$$M_u = M_R + \Delta M$$

$$M_R = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \frac{M_R}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} ; \quad A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{st}(d - c')}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{c'}{d} \leq 2\alpha_R - 1$$

$$\sigma_{st} = \frac{E_s \xi_s}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{c'}{d} > 2\alpha_R - 1$$

b) Armatures transversales :

Diamètre des aciers transversaux : $\phi_1 \leq \min\{\phi_1 ; h/35 ; b/10\}$

Espacement minimal : $S_t \leq \min\{0,9d ; 40\text{cm} ; 15\phi\}$

Pourcentage maximal d'armatures : $\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPA}$

➤ **Recommandations et exigences du RPA 2003 :**

✓ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA 99 mod 03) :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% b.h.

★ Poutres principales : $0,005 \times 35 \times 40 = 7,00 \text{ cm}^2$

★ Poutres secondaires : $0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

-la longueur minimale de recouvrement est de : $40 \phi_1$ (en zone IIa et I).

-le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% bh en zone courante :
 - Les poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$
 - Les poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
- ✓ 6% bh en zone de recouvrement :
 - Les poutres principales : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$
 - Les poutres secondaires : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
- ✓ **Armatures transversales : (Art.7.5.2.2 RPA 99 mod 03):**

-Les quantités d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t .b$$

-l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé par

★ $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm} \right\}$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

★ $S_t \leq h/2$ En dehors de la zone nodale.

Avec :

ϕ_1 : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2. Vérification à l'ELU :

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

La section minimale des armatures longitudinales doit être comme suit :

$$A_{\min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL 91/Art A.5.1.211)

✓ **Influence sur le béton :**

On doit vérifiée la relation :

$$T_u^{\max} = 0,267 a \times b \times f_{c28} \quad \text{Avec : } a = 0,9 d$$

✓ **Influence sur les aciers :**

$$A_s = \left[|V_u| + \frac{M_u}{0,9d} \right] \times \frac{Y_s}{f_e}$$

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$T_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{T}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

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

3. Vérification à l'ELS :

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

a) Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : β_1, K_1 : Coefficient donné en fonction de ρ

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b d}$$

La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad (A: \text{Armature adoptée à l'ELU})$$

c) Etat limite de déformation :

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont

vérifiées : $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{bxd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

Avec : h : la hauteur totale de la section.

l : portée libre de la travée entre nus d'appuis.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max isostatique de la travée.

b : largeur totale de la section (largeur de la poutre).

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A_s : section d'armatures tendues en travée.

d : Hauteur utile de la section droite.

- Si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on calcule la flèche.

✓ **Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée dans chaque sens et les sections adoptées seront retenues pour toutes les autres poutres.

VII.1.3-Application :**VII.1.3.1 Ferrailage des poutres principales aux appuis et en travées:**

$$h = 40\text{cm} \quad , \quad b = 35 \quad , \quad d = 37\text{cm}$$

- Les moments à prendre en considération à L'ELU:

✓ **En travée :** $M_{ut} = 36.24 \text{ kN.m}$

✓ **Aux appuis :** $M_{ua} = 78.46 \text{ kN.m}$

1. Calcul à l'ELU :**a) Armatures longitudinales:**

✓ **Aux appuis :**

$$M_{ua} = 78.46 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{78.46 \times 10^2}{35 \times 37^2 \times 1.42} = 0,115$$

$$\Rightarrow \mu = 0,115 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA ; A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,939$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{78,46 \times 10^2}{0,939 \times 37 \times 34,8} = 6,49 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$M_{ut} = 36.24 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{36.24 \times 10^2}{35 \times 37^2 \times 1.42} = 0,0532$$

$$\Rightarrow \mu = 0,0532 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} ; A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{36,24 \times 10^2}{0.973 \times 37 \times 34.8} = 2,89 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de A_{min}

$$A_{min} = 0,5\% bh = 7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_u = A_{min} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_a < A_{min}$$

$$A_t < A_{min}$$

Donc le ferrailage se fait avec la section minimale donnée par le RPA99 (version 2003) à savoir: $A = 7 \text{ cm}^2$

✓ Les sections d'armatures :

poutre	M_{max} (kN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_u adoptée (cm ²)
en travée	36.24	0.053	S.S.A	0.973	2.89	7	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)=8.01
Aux appuis	78.46	0.115	S.S.A	0.939	6,49	7	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)=8.01

Tableau du ferrailage des poutres principales à l'ELU.

2. Vérification à l'ELU :

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

On doit avoir:

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

Soit :

$$A = 7 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/Art A.5.1.211)

✓ Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : La longueur de l'appui : $a = 0,9 \cdot d$

$$V_u = T_{\max} = 78,15 \text{ KN}$$

La section de la poutre = $b \cdot h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$.

$$a = 0,9d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

On a:

$$V_u = 78,15 \text{ KN} < 0,4 \times 0,333 \times 0,35 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 777 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \left[|V_u| + \frac{M_u}{0,9d} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif

$$A_u \geq \frac{1,15}{40} \left(78,15 - \frac{78,46 \times 10^2}{0,9 \times 37} \right) = -0,79 \text{ cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :
(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{T}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $V_u = T_{\max} = 78.15 \text{ kN}$

$$\sum u_i = n(1 + \frac{\pi}{2})(\phi_1 + \phi_2) = 200.46 \text{ mm.}$$

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

$$\bar{T}_{se} = \frac{78.15 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 200.46} = 1,17 \text{ MPa}$$

D'où :

$$T_{se} = 1,17 \text{ MPa} < \bar{T}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de la contrainte tangentielle :
(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

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

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{78.15 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,60 \text{ MPa}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droite des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.4 = 49,38 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35.27 \times 1.2 = 42,33 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à

- $0,6 \times L_s$, s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- $0,4 \times L_s$, s'il s'agit d'une barre à H.A de classe FeE400 ou FeE500.
(BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1.253).

- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$.

- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** en zone **IIa**.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

➤ **Vérification au RPA99 (Art.7.5.2.1) :**

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$

- $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

f) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

g) calcul des armatures transversales :

Espacement des barres :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30\right) = 10\text{cm} .$$

Soit à prendre : **St= 10 cm**

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}.$$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

Diamètres des armatures transversales :

On a:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,2; \frac{35}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3,5)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 1\text{cm}$.

-Remarque :

On prend un diamètre de 8 mm.

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

On a:

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times 35 = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{\text{calculé}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de seconde lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux a partir des murs d'appuis est au moins égale à:

- $L/5$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.
- $L/4$ 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 $L/10$ de la portée.

3. Vérification à l'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

a)Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b)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.

➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

➤ En travée : $M_{st} = 26,20 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 8.01}{35 \times 37} = 0.54 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 30.45 \Rightarrow K = \frac{1}{30.45} = 0.032 \\ \beta_1 = 0,85 \end{cases}$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{26.20 \times 10^3}{0,85 \times 37 \times 8.01} = 119 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,032 \times 119 = 3,81 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis : $M_{sa} = 45.77 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 8.01}{35 \times 37} = 0,54 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 30.45 \Rightarrow \kappa = 0,032 \\ \beta_1 = 0,85 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{45.77 \times 10^3}{0,85 \times 37 \times 8.01} = 207.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,037 \times 208,21 = 7,7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Tableau des vérifications de l'état limite de résistance à la compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ⁻ (Mpa)	Ob _s
Aux appuis	45.77	7	0.54	0.85	30.45	207.90	7.7	15	C.V
En travées	26.20	7	0.54	0.85	30.45	119	3.81	15	C.V

✓ **Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

V-3-5.Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

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 ($q_s \times l^2/8$).

Aussi on peut faire la vérification avec le logiciel ROBOT, ce qui nous donne :

$$f_{\max} = 0.017 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

Avec : l : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

$$f_{\max} < \bar{f} \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

✓ **Conclusion :**

La condition de flèche est vérifiée.

VII.2- Ferrailage des poutres secondaires :

✓ **Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée dans chaque sens et les sections adoptées seront retenues pour toutes les autres poutres.

VII.2.1 - Application :

$$h = 35 \text{ cm} \quad , \quad b = 30 \quad , \quad d = 32 \text{ cm}$$

- Les moments à prendre en considération à l'ELU:

✓ En travée : $M_{ut} = 20.72 \text{ kN.m}$

✓ Aux appuis : $M_{ua} = 74.20 \text{ kN.m}$

1. Calcul à l'ELU :

a) Armatures longitudinales:

✓ Aux appuis :

$$M_{ua} = 74.20 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{74.20 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1,42} = 0,170$$

$$\Rightarrow \mu = 0,170 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} ; A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,906$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{74.20 \times 10^2}{0,906 \times 32 \times 34,8} = 7,35 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$M_{ut} = 20.72 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.72 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1,42} = 0,047$$

$$\Rightarrow \mu = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} ; A' = 0$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.72 \times 10^2}{0,976 \times 32 \times 34,8} = 1,90 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de A_{min}

$$A_{min} = 0,5\% bh = \text{cm}^2 \Rightarrow A_u = A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_a > A_{min}$$

$$A_t < A_{min}$$

Donc le ferrailage se fait avec la section minimale donnée par le RPA99 (version 2003) $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$ en travées et avec $A_u = 7,35 \text{ cm}^2$ aux appuis.

✓ Les sections d'armatures :

poutre	M_{max} (kN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_u adoptée (cm^2)
en travée	20.72	0.047	S.S.A	0.976	1.90	5.25	Sup et inf: 3HA12+chap2HA12=5.65
Aux appuis	78.46	0.170	S.S.A	0.906	7.35	5.25	Sup et inf: 3HA12+3chapHA14=8.01

Tableau du ferrailage des poutres principales à l'ELU.

2. Vérification à l'ELU :

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

On doit avoir :

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

Soit :

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/Art A.5.1.211)

✓ Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : La longueur de l'appui : $a = 0,9.d$

$$V_u = T_{\max} = 105.48 \text{ KN}$$

La section de la poutre = $b.h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

$$a = 0,9d = 0,9 \times 32 = 28.8 \text{ cm}$$

On a:

$$V_u = 105.48 \text{ KN} < 0,4 \times 0,288 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que:

$$A_s \geq \left[|V_u| + \frac{M_u}{0,9d} \right] \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif

$$A_u \geq \frac{1,15}{40} \left(105.48 - \frac{74.20 \times 10^2}{0,9 \times 32} \right) = -4.37 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :
(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\bar{T}_{se} \geq T_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } V_u = T_{\max} = 105.48 \text{ kN}$$

$$\sum u_i = n \left(1 + \frac{\pi}{2} \right) (\phi_1 + \phi_2) = 200.46 \text{ mm.}$$

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

$$T_{se} = \frac{105.48 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 200.46} = 1.82 \text{ MPa}$$

D'où :

$$T_{se} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{T}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'ya pas risque d'entrainement des barres.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \geq \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{105,48 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,09 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

D'où :

$$\tau_u = 1,09 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droite des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à

- $0,6 \times L_s$ s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235.

- $0,4 \times L_s$ s'il s'agit d'une barre à H.A de classe FeE400 ou FeE500.

(BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1.253).

- Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$.

- Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** en zone **IIa**.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

➤ **Vérification au RPA99 (Art.7.5.2.2) :**

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

- $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

- $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

f) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

g) calcul des armatures transversales :

✓ **Espacement des barres :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = 8,75 \text{ cm} .$$

Soit à prendre : **St= 08 cm**

✓ **Zone courante:**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : **$S_t = 17 \text{ cm}$**

Diamètres des armatures transversales :

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 1 \text{ cm.}$

✓ **Remarque :**

On prend un diamètre de 8 mm.

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales **$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

On a :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times 30 = 0,003 \times 17 \times 30 = 1,53 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{\text{calculé}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de seconde lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que:

La longueur des chapeaux a partir des murs d'appuis est au moins égale à:

- $L/5$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas a une travée de rive.
- $L/4$ 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 $L/10$ de la portée.

3. Vérification à l'ELS :

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

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

a)Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b)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.

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

➤ **En travée : $M_{st} = 15.03 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 32} = 0.58 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 29.25 \Rightarrow K = \frac{1}{29.25} = 0.034 \\ \beta_1 = 0,887 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15.03 \times 10^3}{0,887 \times 32 \times 5.65} = 93.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,034 \times 93.72 = 3,18 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis : $M_{sa} = 53.22 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 8.01}{30 \times 32} = 0,834 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 23.46 \Rightarrow \kappa = 0,042 \\ \beta_1 = 0,87 \end{cases}$$

✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{53.22 \times 10^3}{0,87 \times 32 \times 8.01} = 238.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0,042 \times 238.65 = 10.02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Tableau des vérifications de l'état limite de résistance à la compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaire :**

	Ms (KN.m)	As(cm²)	ρ₁	β₁	K₁	σ_s(MPa)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc}⁻ (Mpa)	Ob_s
Aux appuis	53.22	8.01	0.834	0.870	23.46	238.65	10.02	15	vérifiée
En travées	15.03	5.65	0.58	0.887	29.25	93.72	3.18	15	vérifiée

❖ **Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

V-3-5.Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

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 ($q_s \times l^2/8$).

Aussi on peut faire la vérification avec le logiciel ROBOT, ce qui nous donne :

$$f_{max} = 0.008 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{325}{500} = 0.65 \text{ cm.}$$

Avec : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

$f_{\max} < \bar{f}$ donc c'est vérifié

❖ **Conclusion :**

La condition de la flèche est vérifiée.

Chapitre VII

- *Ferraillage des poteaux* -

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA99 révisé en 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).

VII-1-Armatures longitudinales :**a- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :**

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\%bh$ (en zone IIa)
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\%bh$ (en zone IIa)
 - Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\%bh$ (en zone IIa)
 - Le diamètre minimal est de $12[cm]$
 - La longueur maximale de recouvrement $L_R=40\emptyset$ (en zone IIa)
 - La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser $25cm$ en zone IIa.
 - Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

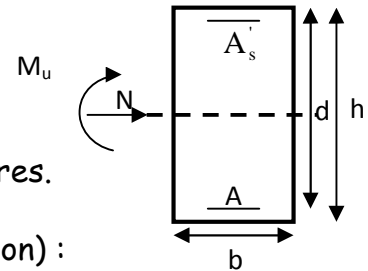
b-Calcul des armatures à l'ELU :

1) cas d'une section partiellement comprimée (SPC) :

✓ Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée : si le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :



$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas, il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

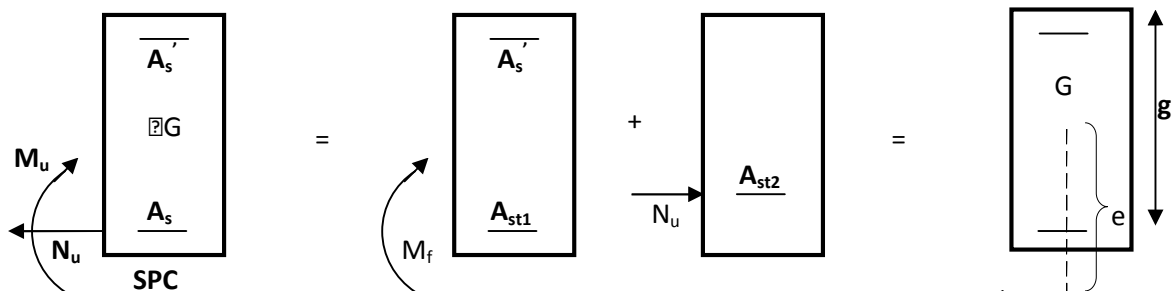
Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

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

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

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

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

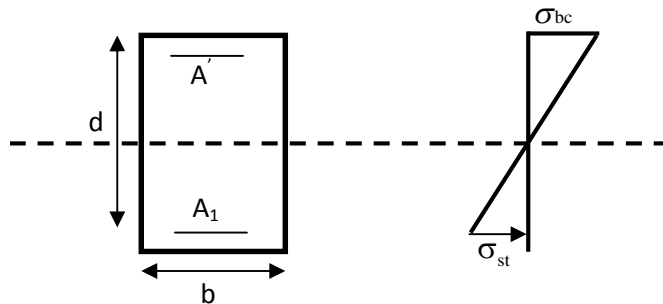
$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23 bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\} .$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_f = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

2) Cas d'une section entièrement comprimée (SEC) :

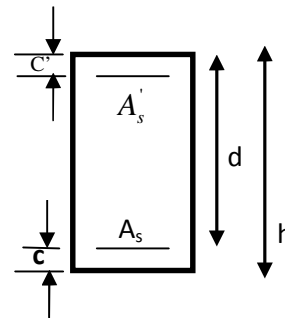
$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A'_s > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

VII-2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture d'une manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

✓ Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}$$

Avec :

Φ_L : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

✓ L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \quad \text{En zone nodale,} \quad (\text{zone IIa}).$$

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min} \quad \text{En zone courante,} \quad (\text{zone IIa}).$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- ✓ Positionner les armatures longitudinales
- ✓ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

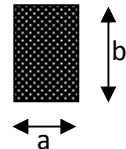
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g : élancement géométrique.

- ✓ **Calcul d'élancement : (élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

- ✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)**

$$\frac{A_t}{bS_t} \quad \text{En \% est donné comme suite :}$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3 \% .$$

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

✓ **Remarque :**

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

4-Vérifications à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **état limite de compression du béton :**

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

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

a) Section partiellement comprimée : $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_{ser} = y_2 + l_c$$

Avec :

y_{ser} : 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 l'axe de pression C_p et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A_s' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \leq 0$: $t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{3}{|p|}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions y_2^1 , y_2^2 et y_2^3 celle qui donnent $0 < y_{ser} < h$.

Donc : $y_{ser} = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A_s' \cdot (y_{ser} - c')^2 \right]$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier:

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{y_x N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\checkmark \sigma_s = 15 \left[\frac{y_x N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \right] \leq \overline{\sigma}_s$$

b) Section entièrement comprimée : $e_s < \frac{h}{6}$

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 résistant qui est situé à une distance X_G au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s' \cdot (0,5h - c') - A_s \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_s' \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

❖ **Exemple de calcul : Niveau: RDC** : [$M_u = 7.55 \text{ kN.m}$; $N_u = 1350.90 \text{ kN}$]

✓ **Armatures longitudinales :**

1. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.55}{1350.90} = 0,0055 \text{ m} = 0,55 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,45}{2} - 0,03 = 0,195 \text{ m} = 19,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e < \frac{h}{2} - c'$$

Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

Donc nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

N : Etant un effort normal de compression.

$$M_f = N \cdot g \Rightarrow M_f = N \left(e + \frac{h}{2} - c' \right) = 1350.90 \times (0,0055 + 0,195) = 270,8 \text{ kN.m}$$

$$X = (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times 0,45 \times 1420 = 336,2 \text{ kN.m}$$

$$Y = N(d - c') - M_f = 1350,9 \times (0,42 - 0,03) - 270,8 = 256 \text{ kN.m}$$

$X > Y$ La section est partiellement comprimée.

2. Calcul de moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{270,8 \times 10^2}{45 \times 42^2 \times 1,42} = 0,240$$

$\mu_f = 0,240 \leq \mu_1 = 0,392$ La section est simplement armée.

$$\beta = 0,861$$

3. Calcul des armatures:

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 21.51 \text{ cm}^2, \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}, \quad A_s < 0$$

$A < 0$ Donc le ferrailage se fait avec la section minimale donnée par le RPA 99 mod 2003:

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau (45×45)} : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40×40)} : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau (45×45)} : A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40×40)} : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

- ✓ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau (45×45)} : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40×40)} : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

- Longueur de recouvrement:

- ✓ La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa

$$L_R = 40 \times \Phi$$

$$L_R = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{ 64, 16, 45, 45, 60 \}$$

On aura : $h' = 65\text{cm}$

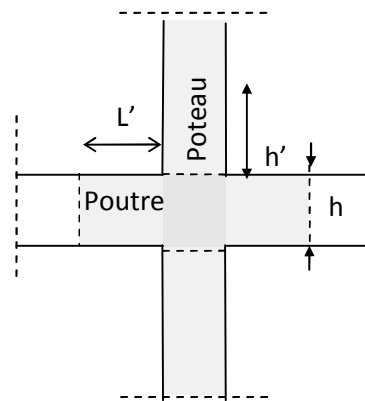


Figure VII-1 : Zone nodale

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185d} \right)$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 2,1}{400} \times 45 \times 45 \left(\frac{0,55 - 0,455 \times 42}{0,55 - 0,185 \times 42} \right) = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,28 \text{ cm}^2 < A = 20,6 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Armatures transversales :

➤ **diamètre des aciers :**

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égale a' :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}.$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$.

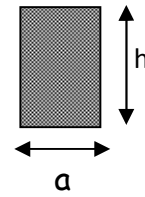
$$(A_+ = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8)$$

➤ **Espacement des barres : (BAEL91/Art8.13)**

$$St \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 1,6, 40\text{cm}, 40 + 10\text{cm}).$$

$$St \leq 24 \text{ cm} .$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.



➤ **Recommandations du RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

✓ **en zone nodale :**

$$S_t \leq (10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,4 , 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} .$$

✓ **en zone courante :**

$$St \leq (15 \Phi_L^{\min}) = 21 \text{ cm} .$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale $S_t=10\text{cm}$.

En zone courante $S_t=15\text{cm}$.

❖ **Commentaire :**

A la zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (avec : alternances d'orientation) afin de la consolider et la rendre moins vulnérable.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

RPA99/Art7.4.22 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,707 h_e = 0,7 \times 4,20 = 2.97 \text{ m}.$$

(Tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

h_e : Longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,707 h_e}{0,4} = 7.42 > 5 \Rightarrow A_{\min} = S_t \times b \times 0,003 = 15 \times 45 \times 0,003 = 2.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 < 2.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition est non vérifiée}$$

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 adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

En zone nodale $S_t=10\text{cm}$.

En zone courante $S_t=10\text{cm}$

✓ Pour les poteaux de $45 \times 45 \text{ cm}^2$.

Et on maintient cet espacement:

En zone nodale $S_t=10\text{cm}$.

En zone courante $S_t=15\text{cm}$.

✓ Pour les poteaux de $40 \times 40 \text{ cm}^2$

$$\lambda_g = \frac{0,7he}{0,4} = 5,4 > 5 \Rightarrow A_{\min} = S_t \times b \times 0,003 = 15 \times 40 \times 0,003 = 1,8\text{cm}^2.$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,8\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition..est..vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_b = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

✓ Remarque :

Les autres résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Calcul des sections d'armature dans les poteaux.

Etage	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	$\frac{h}{2}-c$ (m)	b x h cm x cm	Obs	A'_s cm ²	A_s cm ²	A_{min} cm ²	Choix des barres	A adpt (cm ²)
DU RDC AU 4ème	N_{MAX} =1350.90	M_{COR} =7.55	0.005	0.195	45x45	SEC	0	0	16.2	4HA20 + 4HA14	18.71
	N_{MIN} =-359.39	M_{COR} =23.58	0.065			SEC	6.9	3.42			
	N_{COR} =253.53	M_{MAX} =81.44	0.32			SPC	0	2.25			
DU 5ème AU 9ème	N_{MAX} =612.03	M_{COR} =37.44	0.061	0.17	40x40	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.19
	N_{MIN} =-46.92	M_{COR} =-13.87	0.29			SPC	1.35	1.35			
	N_{COR} =289.80	M_{MAX} =60.61	0.21			SPC	0	0.91			

➤ Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS.

Etage	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	obs.	σ_{inf} Mpa	σ_{sup} MPa	σ_s MPa	σ_b MPa	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	OBS
DU RDC AU 4ème	N_{MAX} =976.72	M_{COR} =5.43	0.005	0,075	SEC	6.13	5.18	/	/	15	348	C.V
	N_{MIN} =28.68	M_{COR} =-29.03	1.01	0,075	SPC	/	/	68.95	2.19			
	N_{COR} =420.38	M_{MAX} =28.17	0,06	0,075	SEC	9.84	1.65	/	/			
DU 5ème AU 9ème	N_{MAX} =443.52	M_{COR} =5.43	0,012	0,058	SEC	5.76	3.50	/	/	15	348	C.V
	N_{MIN} =20.26	M_{COR} =-14.24	0,702	0,058	SPC	/	/	27.34	1.7			
	N_{COR} =47.00	M_{MAX} =37.14	0,79	0,058	SEC	1.53	1.12	/	/			

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

POT	Vu	λg	P _a	ρ _d	At(cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	A _{adpt}	τ _b	τ̄ _b	obs
45x45 (RDC)	76.05	7,42	2,5	0,075	1,05	1,35	2,01	0,4	1,875	C.V
45X45	76.05	5.4	2,5	0,075	0,497	1,8	2,01	0,4	1,875	C.V
40x40	56.32	5.4	2.5	0.075	0.643	1.8	2.01	0.52	1.875	C.V

➤ **CONCLUSION:**

Le ferrailage adopté pour les poteaux est comme suit :

- ✓ **Les armatures transversales :**
 - Un cadre de: HA8.
 - Un losange : HA8

- ✓ **Les armatures longitudinales :**
 - **Poteau 45x45 cm²**
 - Les barres de rives sont du type : 4HA20
 - Les barres intermédiaires sont du type : 4HA14

 - **Poteau 40x40 cm²**
 - Les barres de rives sont du type : 4HA16
 - Les barres intermédiaires sont du type : 4HA14.

Chapitre VIII

-Ferrailage des voiles-

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

{	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
	$G + Q \pm E$	RPA 2003
	$0.8 G \pm E$	RPA 2003

3- Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

3-1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat ROBOT.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

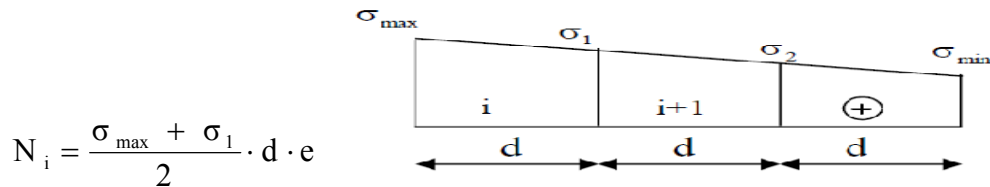
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

3-2. Détermination des efforts normaux:

a. Section entièrement comprimée (SEC) :



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

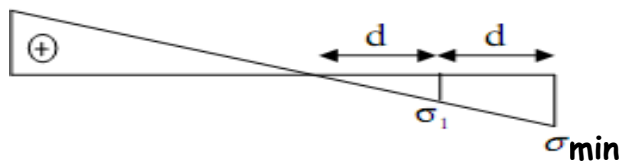
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile.

b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e,$$

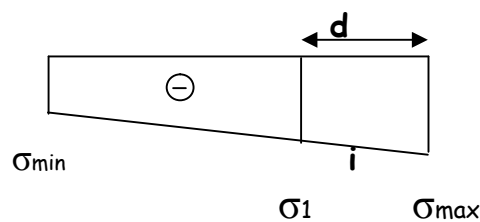
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



3-3. Détermination des armatures :

a. SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400$ MPa; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Situation courante: $\sigma_s = 348$ MPa; $f_{bc} = 14.20$ Mpa

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$$

3-4. Exigences du RPA99 (version 2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. - La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le **BAEL 91** :
$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le **RPA99 (version 2003)** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1T/f_e$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 L.V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour

équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

3-5. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le **R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

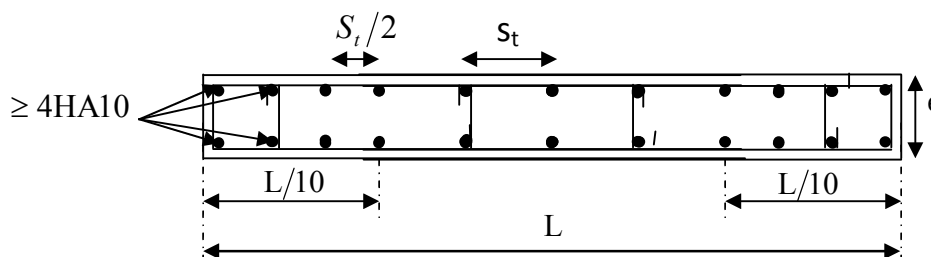
- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

3-6. Les vérifications :

a. Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

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

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec } V = 1.4 \times V_{cal}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL 91 :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

6. Exemple de calcul :**a. VL1**

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$B = L \cdot e = 0,24 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = -1636 \text{ KN} \\ \sigma_{\max} = 9560 \text{ KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{9560}{9560 + 1636} \times 1.2 = 1.02 \text{ m}$$

$$L_{\uparrow} = L - L_c = 0.18 \text{ m}$$

- La longueur (d):

$$\text{On a : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right) = 0.68 \text{ m}$$

On prend un seul tronçon $d = 0.18 \text{ m} = l_{\uparrow}$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 0$$

$$\text{donc } N_1 = \frac{\sigma_{\min}}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{et} \quad N_2 = 0$$

$$N_1 = -1636 \cdot 0,18 \cdot 0,2 \Big/ 2 = 24.45 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.47 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales /bandes :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 1.8 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{v1} est inférieure à A_{\min} donc on prend le A_{\min}

- **Armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 55,89 \times 1000}{400} = 2,15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = (A_v/2) + (A_{vj}/4) = (1.8/2) + (2.15/4) = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{nappe/bande}$$

- **Le ferrailage vertical adopté:**

- Dans la zone d'about: $L = 12 \text{ cm}$
4HA12 avec $A = 4.52 \text{ cm}^2$
- Dans la zone courante: $L = 96 \text{ cm}$
5HA10 / nappe avec $A = 3.92 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- $S_t = 10 \text{ cm}$ dans la zone d'about
- $S_t = 16 \text{ cm}$ dans la zone courante

- **Armatures horizontales:**

$$\text{Selon le BAEL} \quad A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le RPA} \quad A_h = 0,15 \% e L = 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 5\text{HA}10/m_h = 3.96 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales:**

4 épingles de $\phi 8 / m^2$.

- Le pourcentage minimal d'armatures est donné comme suit :

✓ Globalement dans la section du voile:

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 20 \times 120 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

✓ Zone courante :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times l = 0.1\% \times 20 \times 96 = 1.92 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{55.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 180} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.72 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{55.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 180} = 1.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.15 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

- **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{419.174 \times 10^3}{1800 \times 200 + 15 \times 8.44 \times 10^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans le tableau suivant:

	VOILE		V1; VL1	V2	V3; VT3	
Caractéristiques géométriques	L	(m)	1.2	1.6	1.9	
	e	(m)	0,2	0,2	0,2	
	B	(m ²)	0,42	0,42	0,42	
SOLLICITATIONS DE CALCUL	N _{max}	(kN)	955,53	581.17	1201.09	
	N _{min}	(kN)	269.62	146.76	668.78	
	M	(kNm)	269.62	291.29	6.48	
	N _s	(kN)	419.17	332.02	868.65	
	T	(kN)	55.89	78.38	58.47	
	σ _{comp}	(kN/m ²)	9599	5230	3107	
	σ _{trac}	(kN/m ²)	-1636	-1897	3215	
	nature de la section		SPC	SPC	SEC	
	Lc	(m)	0.96	1.18	1.9	
	Lt	(m)	0,18	0,42	0	
	d	(m)	0,18	0,42	0,63	
	FERRAILLAGE	A _{v1}	(cm ²)	1.47	1.46	11.45
		A _{v2}	(cm ²)	0	0	8.43
A _{v min}		(cm ²)	1.8	2	7.6	
A _{v1/2+Avj/4}		(cm ²)	1.44	1.74	7.15	
A _{v2/2+Avj/4}		(cm ²)	1,00	0,58	6.11	
Choix de Av		Zone d'about	4HA12=4.52	4HA12=4.52	4HA14=6.16	
		Zone courante	10HA10=7.85	14HA12=15.83	14HA14=21.56	
espacement		Zone d'about	10	7	10	
		Zone courante	16	16	20	

FERRAILLAGE	Ah	(cm²)	3.6	4.8	5.7
	choix de Ah/ml	(cm²)	5HA10	5HA12	6HA12
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}b=5\text{MPa}$	τb	1.72	0.98	0.11
	$\bar{\tau}u=3.2\text{MPa}$	τu	1.72	0,98	0,11
	$\tau < \bar{\tau}$	/	oui	oui	oui
	$\bar{\sigma}b=15$	σbc	1.12	1.68	2.18
	$\sigma b < \bar{\sigma}b$	/	oui	oui	oui

Tableau des résultats de ferrailage des voiles

Chapitre IX

-Etude de L'infrastructure-

IX-1-Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- ✓ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- ✓ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous mur.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

IX-2-Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.1m.

IX-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder.
- ✓ La nature du terrain et sa résistance.
- ✓ Profondeur du bon sol.
- ✓ Le tassement du sol.

❖ **Pré-dimensionnement des semelles :**

IX-3-1-Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » à l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \quad \Longrightarrow \quad A = B \text{ (Poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

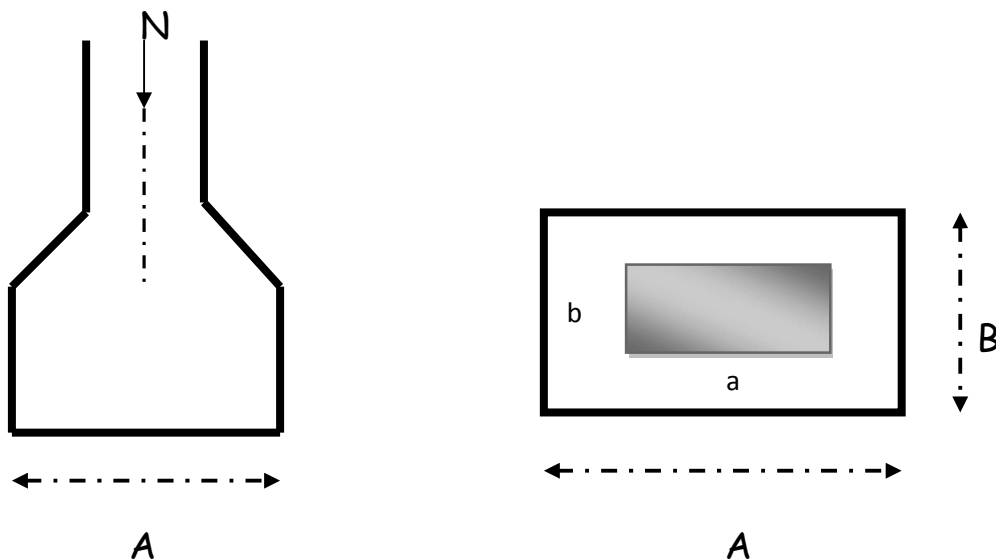


Figure IX-1) Schéma statique de la fondation.

Application numérique:

- ✓ Pour le poteau n°31, on a $N_s=976.724\text{KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{976.724}{200}} = 2.20\text{m}$$

❖ **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX-3-2-Semelle filantes:**a-Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :****a-1-Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

a-2- Etape de calcul :

- ✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- ✓ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- $e \leq \frac{L}{6}$ \Rightarrow Répartition trapézoïdale.

- $e \geq \frac{L}{6}$ \Rightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) ; q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) ; q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

a-3-Exemple de calcul :➤ **l'axe 6:**

Tableau -1) : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux de l'axe 6 :

Poteaux	N _i = G+Q	R=SOMME N _i	e _i	M _i	N _i .e _i
Pot 13	854.205	3396.610	-7.5	-15.5	-6411.60
Pot 32	461.817		-4.3	-4.64	-1985.81
Pot 36	355.188		-2.6	-5.77	-923.49
Pot 35	388.330		2.6	1.66	1009.66
Pot 34	503.134		4.3	5.78	2163.48
Pot 53	833.260		7.5	4.88	6249.45
			Somme	-13.59	101.63

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{101.63 - 13.59}{3396.610} = 0.026\text{m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **0.026**✓ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.026 < \frac{14.90}{6} = 2.483 \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3396.61}{14.90} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.026}{14.90}\right) = 225.573\text{KN}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3396.61}{14.90} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.026}{14.90}\right) = 230.38\text{KN}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3396.61}{14.90} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.026}{14.90}\right) = 229.15\text{KN/ml}$$

✓ **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{229.15}{200} = 1.145\text{m}$$

Soit **B=1.50m**Donc : $S = (1.5 \times 14.90) \times 3 = 67.05 \text{ m}^2$

➤ l'axe 3:

Tableau -2) : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux de l'axe 3 :

Poteaux	Ni= G+Q	R=SOMME Ni	e _i	M _i	N _i .e _i
Pot 69	28.681	1626.731	-7.375	11.74	-211.530
Pot 73	266.603		-2.875	0.836	-766.490
Pot 77	286.920		0.975	-6.751	279.750
Pot 78	544.960		4.175	7.056	2275.208
Pot 79	499.567		7.375	-7.223	3684.306
			Somme	4.302	5261.244

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{5261.244 + 4.302}{1626.731} = 3.240\text{m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **3.240m**.

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 3.240 > \frac{14.75}{6} = 2.458\text{m} \implies \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\min} = -35.067\text{KN}$$

$$q_{\max} = 255.640\text{KN}$$

$$q_{\left(\frac{l}{4}\right)} = 182.962\text{KN/ml}$$

✓ **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{182.9625}{200} = 1.00\text{m}$$

Soit **B=1.00m**

$$\text{Donc : } S = (1.00 \times 14.750) \times 4 = 59.0 \text{ m}^2$$

➤ l'axe B:

Tableau -3) : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux de l'axe 6 :

Poteaux	N _i = G+Q	R=SOMME N _i	e _i	M _i	N _i .e _i
Pot 70	278.685	1690.867	-5.825	0.880	-1623.340
Pot 71	566.170		-2.375	1.365	-1344.653
Pot 72	579.418		1.475	1.717	854.641
Pot 73	266.603		5.825	0.520	1552.962
			Somme	4.482	-560.39

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-560.390 + 4.482}{1690.867} = -0.328\text{m}$$

Donc l'excentricité e vaut : **0.328m**.

$$e = -0.328 < \frac{11.65}{6} = 1.942\text{m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = 120.620\text{KN}$$

$$q_{\max} = 169.656\text{KN}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 132.880\text{KN/ml}$$

✓ Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{132.880}{200} = 1.00\text{m}$$

Soit **B=1.00m**

$$\text{Donc : } S = (1.00 \times 11.65) \times 6 = 69.9 \text{ m}^2$$

$$\implies S_{\text{pot}} = 67.05 + 59 + 69.9 = 195.95\text{m}^2$$

b-Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{S} = \frac{G+Q}{A \times B}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La capacité portante du sol ($200\text{KN}/\text{M}^2 = 0.2\text{MPA}$).
- ✓ B : largeur de la semelle.
- ✓ G et Q: charge et surcharge a la base du voile.
- ✓ L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

- ✓ **Sens transversal :**

voiles	Ni=G+Q(KN)	L(m)	B(m)	S=n.B.L(m ²)
VT1(2951)	868.66	1.90	2.50	4.75

- ✓ **Sens longitudinal :**

voiles	Ni=G+Q(KN)	L(m)	B(m)	S=n.B.L(m ²)
VL2(1389)	419.18	1.20	2.00	4.80

Donc : $S_v = 4.75 + 4.80 = 9.55\text{m}^2$

S poteaux (m ²)	S voiles (m ²)	S total
195.95	9.55	205.50

$205.50\text{m}^2 > 0.5(389.860) = 194.93\text{m}^2$ avec :

- surface total du bâtiment = 3 89.860 m²
- surface total des voiles et portique = 205.50 m²

❖ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX-3-3-Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier. Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal ;
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- ✓ Facilité de coffrage ;
- ✓ Rapidité d'exécution ;

IX-3-3-1-Pré dimensionnement du radier :

a-Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b- Selon la condition forfaitaire :

$$h_d = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm} \leftrightarrow h_d = 25 \text{ cm}$$

h_d : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale $\implies L_{\max}=4.50\text{m}$

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \leftrightarrow h_n = 60 \text{ cm}$$

c-Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Ce qui conduit à :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.91 \text{m}$$

On prend $h_n = 1 \text{m}$

d-Dalle flottante :

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{\max}} \leq \frac{1}{40}$$

L_{max} = 450 cm

$$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \implies 9 \leq h_t \leq 11.25$$

On prend une hauteur de la dalle flottante égale à 10 cm.

❖ **Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- ✓ Hauteur de la nervure : $h_n = 1 \text{m}$
- ✓ Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{cm}$
- ✓ Hauteur du tablier : $h_d = 25 \text{cm}$
- ✓ Hauteur de la dalle flottante : $h_t = 10 \text{cm}$

IX-3-3-2-Détermination de la surface nécessaire du radier :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque : Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{cm}\right) \implies L_{\text{déb}} \geq \max(50; 30 \text{cm})$$

$$\implies L_{\text{déb}} = 50 \text{cm}$$

Donc on aura la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 389.86 + 0.5 (35.55 + 20.07) \times 2 = 389.86 + 55.62 = 445.48 \text{ m}^2$$

➤ **Détermination des efforts :**

❖ **Charge permanente :**

$G_{\text{bâtiment}} = 40099.45 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Robot).

$G_{\text{radier}} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$

- ✓ **Poids du tablier** = $S_{\text{radier}} \times h_{\text{tablier}} \times \text{poids volumique du béton}$
 $= 445.48 \times (0.25) \times 25 = 2784.25 \text{ KN}$
- ✓ **Poids des nervures** = $\text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{\text{tablier}}) \times \text{poids volumique du béton}$
 $= 280 \times 0.50 \times (1-0.25) \times 25 = 2625 \text{ KN}$
- ✓ **poids du remblai** = $[(S_{\text{radier}} \times (h_n - h_{\text{tablier}} - h_t)) - (\text{volume des nervures})] \times \text{poids volumique du remblai}$
 $= 445.48 \times [(1-0.25-0.1) - [280 \times 0.50 \times (1-0.25-0.1)]] \times 17$
 $= 3375.55 \text{ KN}$
- ✓ **Poids de la dalle flottante** = $[(S_{\text{bâtiment}} \times h_t) - \text{longueur des nervures} \times b_n \times h_t] \times 25$
 $= [(445.48 \times 0.1) - 180 \times 0.50 \times 0.1] \times 25$
 $= 888.7 \text{ KN}$
- ✓ **G_{radier}** = $2784.25 + 2625 + 3375.55 + 888.7 = 9673.5 \text{ KN}$
- ✓ **G_{total}** = $G_{\text{bat}} + G_{\text{radier}} = 40099.45 + 9673.5 = 49772.95 \text{ KN}$

❖ **charge d'exploitation :**

- ✓ $Q_{\text{bâtiment}} = 5481.681 \text{ KN}$ (Tiré à partir du logiciel Robot)
- ✓ $Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 445.48 = 2227.40 \text{ KN}$
- ✓ $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 5481.681 + 2227.40 = 7709.081 \text{ KN}$

❖ **Combinaison d'actions :**

- ✓ ELU : $N_u = 1,35 \times 49772.95 + 1,5 \times 7709.081 = 78757.104 \text{ KN}$
- ✓ ELS : $N_s = 49772.95 + 7709.081 = 57482.031 \text{ KN}$.

IX-3-3-3- Vérification :**a- Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$$

Avec : $b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$

$$T_U^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \implies T_U^{\max} = \frac{78757.104 \times 1}{445.48} \times \frac{4.50}{2}$$

$$T_U^{\max} = 397.78 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{397.78}{1 \times 0.225} = 1767.91 \text{KN/m}^2 = 1.76 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.76 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \times \gamma \times z$$

- ✓ P : poids total à la base du radier.
- ✓ Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m
- ✓ α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1.5

$$P = G_{\text{t}} = 49772.95 \text{KN}$$

$$P \geq \alpha S_{\text{rad}} \times \gamma \times z = 1.5 \times 445.48 \times 10 \times 1 = 6683 \text{KN}$$

$$P = 49772.95 \geq \alpha S_{\text{rad}} \times \gamma \times z = 6683 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

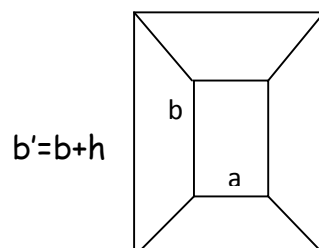
3-Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

- ✓ N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.
- ✓ μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.
- ✓ a : Epaisseur du voile ou du poteau.
- ✓ b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



$$a' = a + h$$

❖ **Calcul du périmètre utile μ_c :**

✓ **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ m}$$

$N_u = 1350.905 \text{ KN}$ l'effort normal maximum

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) \\ = \left(\frac{0.07 \times 5.8 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 6766.66 \text{ KN}$$

$N_u = 1350.905 \text{ KN} < 6766.66 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée.

✓ **Voile :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2(a + b + 2 \times h) = 2(0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m}$$

$N_u = 1201.095 \text{ KN}$

$$N_u \leq \left(\frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) \\ = \left(\frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} \right) = 7466.66 \text{ KN}$$

$N_u = 1201.095 \text{ KN} < 7466.66 \text{ KN} \implies$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{S_i}; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{S_i} = 7.450 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{S_i} = 2.640 \text{ m}$$

✓ **Les moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 9144.9 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 11656.91 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

✓ **Sens longitudinal :** (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{ox} = 38751.413 \text{ KN.m}$$

$$T_{ox} = 1887.593 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } M_x = 38751.413 + (1887.593 \times 1) = 40639.006 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens transversal :** (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{oy} = 43737.473 \text{ KN.m}$$

$$T_{oy} = 2113.93 \text{ KN}$$

$$M_y = 43737.473 + (2113.93 \times 1) = 45851.403 \text{ KN.m}$$

Avec :

- ✓ $M_j (K=0)$: Moment sismique à la base de la structure ;
- ✓ $T_j (K=0)$: Effort tranchant à la base de la structure ;
- ✓ $h = 1.00 \text{ m}$: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

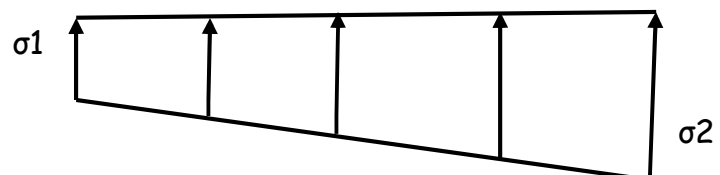


Figure IX-2) : diagramme des contraintes

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \mp \frac{M}{I} V$$

a) Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **L'ELU:**

$$M_x = 40639.006 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V = \frac{78757.104}{445.48} + \frac{40639.006}{9144.9} \times 7.45 = 209.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V = \frac{78757.104}{445.48} - \frac{40639.006}{9144.9} \times 7.45 = 143.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \left(\frac{3 \times 209.90 + 143.70}{4} \right) = 193.35 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **L'ELS:**

$$M_x = 40639.006 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V = \frac{49772.95}{445.48} + \frac{40639.006}{9144.9} \times 7.45 = 144.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V = \frac{49772.95}{445.48} - \frac{45851.403}{9144.9} \times 7.45 = 78.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \left(\frac{3 \times 144.83 + 78.63}{4} \right) = 128.28 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{\text{sol}}} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **L'ELU:**

$$M_y = 45851.403 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V = \frac{78757.104}{445.48} + \frac{40639.006}{11656.91} \times 2.64 = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V = \frac{78757.104}{445.48} - \frac{40639.006}{11656.91} \times 2.64 = 167.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \left(\frac{3 \times 186 + 167.6}{4} \right) = 181.4 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **L'ELS:**

$$M_y = 45851.403 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V = \frac{49772.95}{445.48} + \frac{45851.403}{11656.91} \times 2.64 = 122.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V = \frac{49772.95}{445.48} - \frac{45851.403}{11656.91} \times 2.64 = 101.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq \left(\frac{3 \times 122.11 + 101.35}{4} \right) = 116.92 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{\text{sol}}} \implies \text{Condition vérifiée}$$

IX-4-Ferraillage du radier :

IX-4-1- Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraillie comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

✓ Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{l_x^2}{8}$$

✓ Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

✓ Dans le sens de la petite portée : L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée : L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } L_y > L_x$$

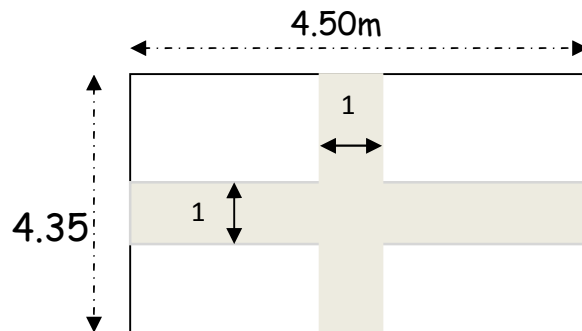


Figure IX-3) : dimension de panneau de dalle

❖ **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\vartheta = 0; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.50} = 0.96$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **L'ELU :**

$$\sigma_{\max} = 193.35 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u^m = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left(193.35 - \frac{9673.5}{445.48} \right) \times 1\text{m} = 171.63 \text{ KN/ml}$$

✓ **L'ELS :** $\sigma_{\max} = 128.28 \text{ KN/m}^2$

$$q_s^m = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left(128.28 - \frac{9673.5}{445.48} \right) \times 1\text{m} = 106.56 \text{ KN/ml}$$

IX-4-2- calcul à l'ELU :

$$q_u^m = 171.63 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.96 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.911 \end{cases}$$

a- Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = U_x \times q_{um} \times (L_x^2) = 0.0401 \times 171.63 \times 4.35^2 = 130.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 0.911 \times 130.23 = 118.64 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel de ce panneau de dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

b- Ferrailage dans le sens x - x :✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3M_{0x} = -0,3 \times 130.23 = -39.069 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-39.069 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.20} = 0.056 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.971$$

$$A_a^s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{-39.069 \times 10^3}{0.974 \times 22 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ml avec un espacement de 20cm

✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85M_{oy} = 0.85 \times 130.23 = 110.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110.70 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.20} = 0.161 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.161 \longrightarrow \beta = 0.912$$

$$A_t^s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{110.70 \times 10^3}{0.912 \times 22 \times 348} = 15.85 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA20 = 18.84 cm²/ml avec un espacement de 15cm.

c- Ferrailage dans le sens y-y :

✓ Aux appuis :

$$M_a = -0,3M_{oy} = -0,3 \times 118.64 = -35.592 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-35.592 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.20} = 0.051 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.051 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A_a^s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{-35.592 \times 10^3}{0.971 \times 22 \times 348} = 4.78 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm

✓ En travée :

$$M_t = 0.85M_{ox} = 0.85 \times 118.64 = 100.844 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{100.844 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.20} = 0.146 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.146 \longrightarrow \beta = 0.921$$

$$A_t^s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{100.844 \times 10^3}{0.921 \times 22 \times 348} = 14.30 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA20 = 15.70 cm²/ml avec un espacement de 20cm.

d-Vérification :

d-1-Vérification de non fragilité du béton :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times w_0 \times (3-\rho)}{2} = 100 \times 25 \times 0.0008 \frac{(3-0.96)}{2} = 2.04 \text{cm}^2$$

✓ **Sens X-X :**

$$A^a = 5.26 \text{cm}^2 > A_{min} = 2.04 \text{cm}^2$$

$$A^t = 15.85 > A_{min} = 2.04 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures parallèles au grand coté (ly) :

$$A_{min}^y \geq w_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{cm}^2$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$A^a = 4.78 \text{cm}^2 > A_{min} = 2.04 \text{cm}^2$$

$$A^t = 14.30 > A_{min} = 2.04 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d-2 espacement des armatures :

✓ **Sens x-x :**

$$St = 20 \leq \min(3h = 75 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens y-y :**

$$St = 20 \leq \min(4h = 100 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d-3-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa} \text{ avec } V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q \times l}{2 \times b \times d} = \frac{171.63 \times 4.45 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 220} = 1.73 \text{MPa} \leq 2.5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX-4-3- Calcul a l'ELS :

$$q^m_s = 106.56 \text{ KN/ml}$$

$$\vartheta = 0.2 \longrightarrow \rho = 0.96 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0475 \\ \mu_y = 0.939 \end{array} \right.$$

a-Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :

$$M_{0x} = U_x \times q_{um} \times (L^2_x) = 0.0475 \times 106.56 \times 4.35^2 = 95.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = U_y \times M_{0x} = 0.939 \times 95.78 = 89.94 \text{ KN.m}$$

b-Calcul des moments M_s^a et M_s^{\dagger} :

✓ **Sens x-x :**

$$M_s^a = -0.50 M_{0x} = -0.50 \times 95.78 = 47.89 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{\dagger} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 95.78 = 81.42 \text{ KN.m}$$

✓ **Sens y-y :**

$$M_s^a = -0.50 M_{0y} = -0.50 \times 89.94 = 44.97 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{\dagger} = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 89.94 = 76.50 \text{ KN.m}$$

c-Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :
Vérification de la condition suivante: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ	K	β	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
x-x	appuis	47.89	5.26	0.239	49.10	0.922	448.85	9.14	15	C.V
	Travée	81.42	15.89	0.722	25.65	0.877	265.57	10.35	15	C.V
y-y	appuis	44.97	4.78	0.217	51.67	0.925	462.30	8.94	15	C.V
	Travée	76.50	14.30	0.65	27.37	0.882	295.82	10.80	15	C.V

IX-5-Ferraillage des nervures :

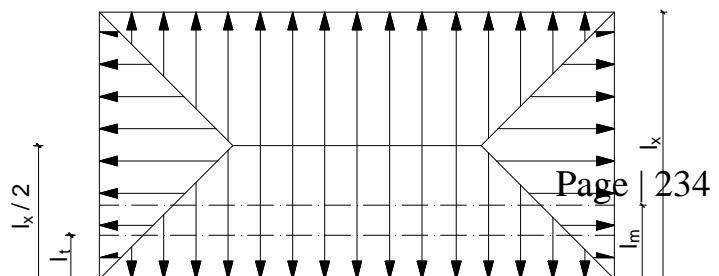
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

IX-5-1-Chargement simplifié admis :

Ce la consiste à trouver la largeur de la dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

✓ Charge trapézoïdale :



$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

Figure IX-4) : Répartition trapézoïdale

✓ Charge triangulaire

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

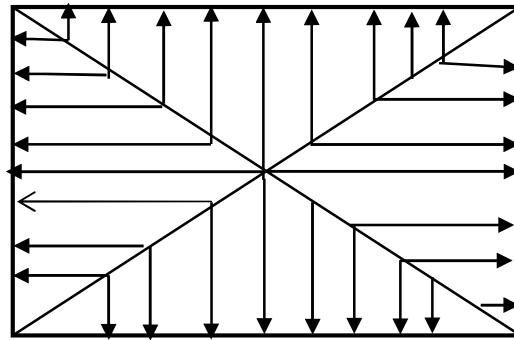


Figure IX-5) : Répartition triangulaire

IX-5-2-Charges à considérer :

✓ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 171.63 \times 1.19 \times 2 = 408.32 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 106.56 \times 1.19 \times 2 = 253.52 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 171.63 \times 0.97 \times 2 = 333.59 \text{ KN / ml.}$$

✓ Sens transversal :

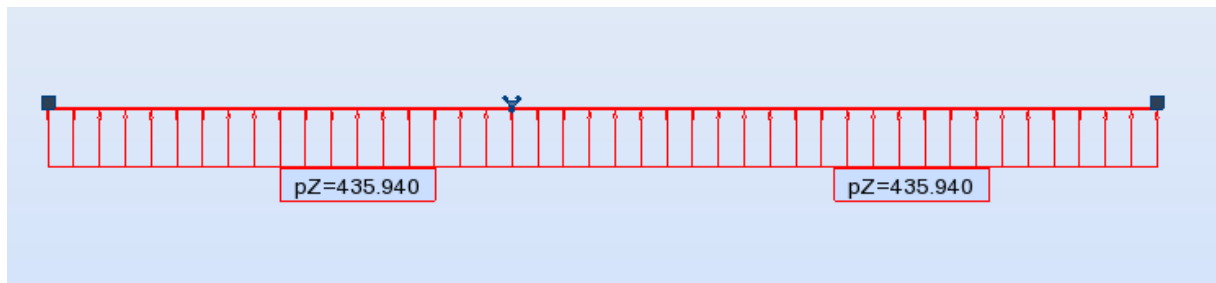
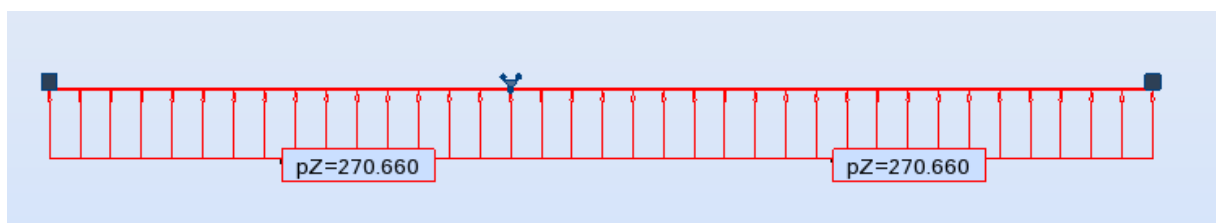
$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 171.63 \times 1.27 \times 2 = 435.94 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 106.56 \times 1.27 \times 2 = 270.66 \text{ KN / ml.}$$

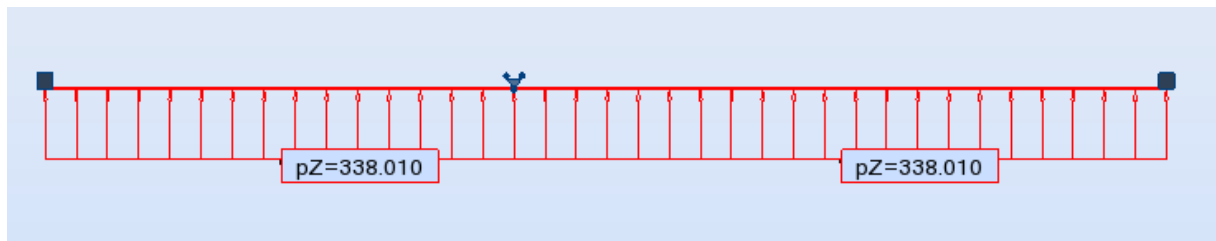
$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 171.63 \times 0.98 \times 2 = 338.01 \text{ KN / ml.}$$

a-Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants :**➤ Sens transversal :**

Les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

1-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU:**2-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:**

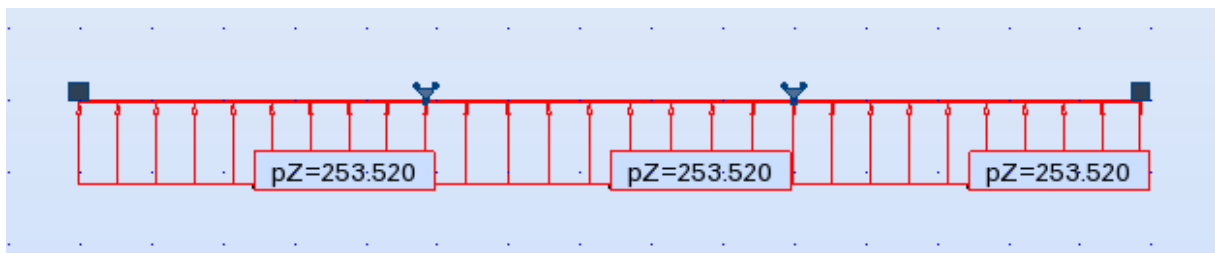
3-Diagramme des efforts tranchants (ELU):



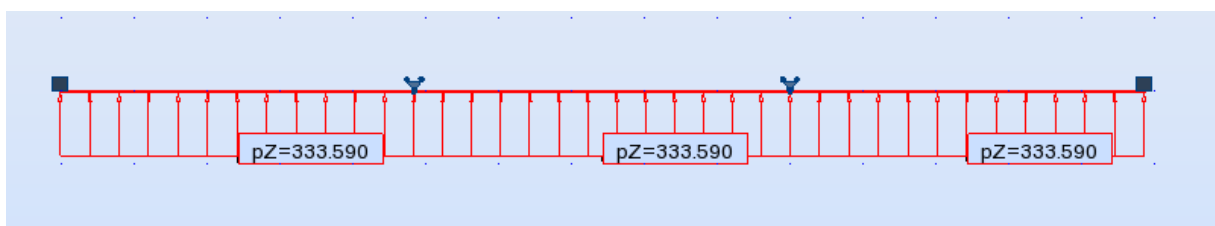
➤ Sens longitudinal :

1-Diagramme des moments fléchissant (ELU):

2-Diagramme des moments fléchissant (ELS):



3-Diagramme des efforts tranchants (ELU):



IX-5-3-Sollicitations maximales :**a-Sens transversal :**

$$M_{tu \max} = 387.46 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 769.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 247.52 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 491.75 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 790.05 \text{ KN.}$$

b-Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 469.38 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 843.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 300.45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 540.04 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 858.99 \text{ KN.}$$

N.B : les diagrammes sont renversés Mt en fibres supérieure et Ma en fibre inférieure.

IX-5-4-Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50 \text{ cm}$; $d = 100 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau : Ferrailage des nervures à l'ELU.

		M (KN.m)	μ	β	obs	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{ado} (cm^2)
sens	Travée	469.80	0.070	0.964	S.S.A	14.42	4HA16+ 4HA16	16.08
	Appuis	843.66	0.126	0.932	S.S.A	26.81	4HA16+ 4HA25	27.67
Sens	Travée	387.46	0.056	0.971	S.S.A	11.82	4HA20	12.57
	Appuis	769.76	0.116	0.938	S.S.A	24.31	4HA14+ 4HA25	25.78

IX-5-5-Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BEAL91/Art A.4.2, 1)

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.73 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 859 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{859 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres de $\phi=10\text{mm}$)

- **Espacement des armatures :**

- ✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25; 30\} = 25 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodal

- ✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité minimale d'armatures transversales:**

- ✓ **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_{+b} = 2.25 \text{ cm}^2$: condition vérifiée.
- ✓ **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_{+b} = 3 \text{ cm}^2$: condition vérifiée.

➤ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0,8 = 3,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Par paroi on prend :}$$

$$2T16 = 4.02 \text{ cm}^2 \quad \text{Par parois.}$$

1. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens longitudinal:**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{469.380}{300.456} = 1.56$$

$$\alpha = 0.0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{843.667}{540.04} = 1.56$$

$$\alpha = 0.1689 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{387.46}{247.52} = 1.56$$

$$\alpha = 0.0721 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{769.76}{491.75} = 1.56$$

$$\alpha = 0.1546 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion:**

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

IX-6- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

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

Le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du panneau, donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

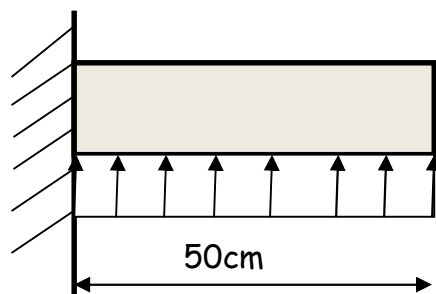


Figure :IX-6) schéma statique de débord .

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis d'établir une liaison entre les connaissances théoriques acquises durant notre formation et la vie pratique en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur et d'acquérir un savoir sur l'utilisation du logiciel ROBOT, qui nous a donné la chance de connaître à l'avance le comportement de la structure sous l'effet des secousses d'origine sismique et de prévoir par la suite les règles de construction efficaces et les dispositions constructives adéquates.

D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate dans la mesure du possible - vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure;
- Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique;
- l'aspect négatif dans cette étude est la répartition des charges sismiques qui n'est pas équitable entre les voiles et les portiques dans le sens transversal ; après différents essais de dispositions des voiles, les résultats nous ont donné que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles, Les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.
- Suite à l'étude de ce projet nous avons pu mesurer notre grande responsabilité et l'importance des décisions que nous sommes amenés à prendre.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

➤ REGLEMENTS :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003
- Document Technique Réglementaire B.C.2.2
- CBA 93 Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé

➤ OUVRAGES:

- ✓ Formulaire du béton armé 1 et 2VICTOR DAVIDOVICHI
édition1996
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtimentsHENTY
THONIER 1992
- ✓ Exercice en béton armé selon les règles BAEL 83 par PIERRE
CHARON édition 1991
- ✓ calcul des ouvrages en béton armé.....M.BELLAZOUGUI

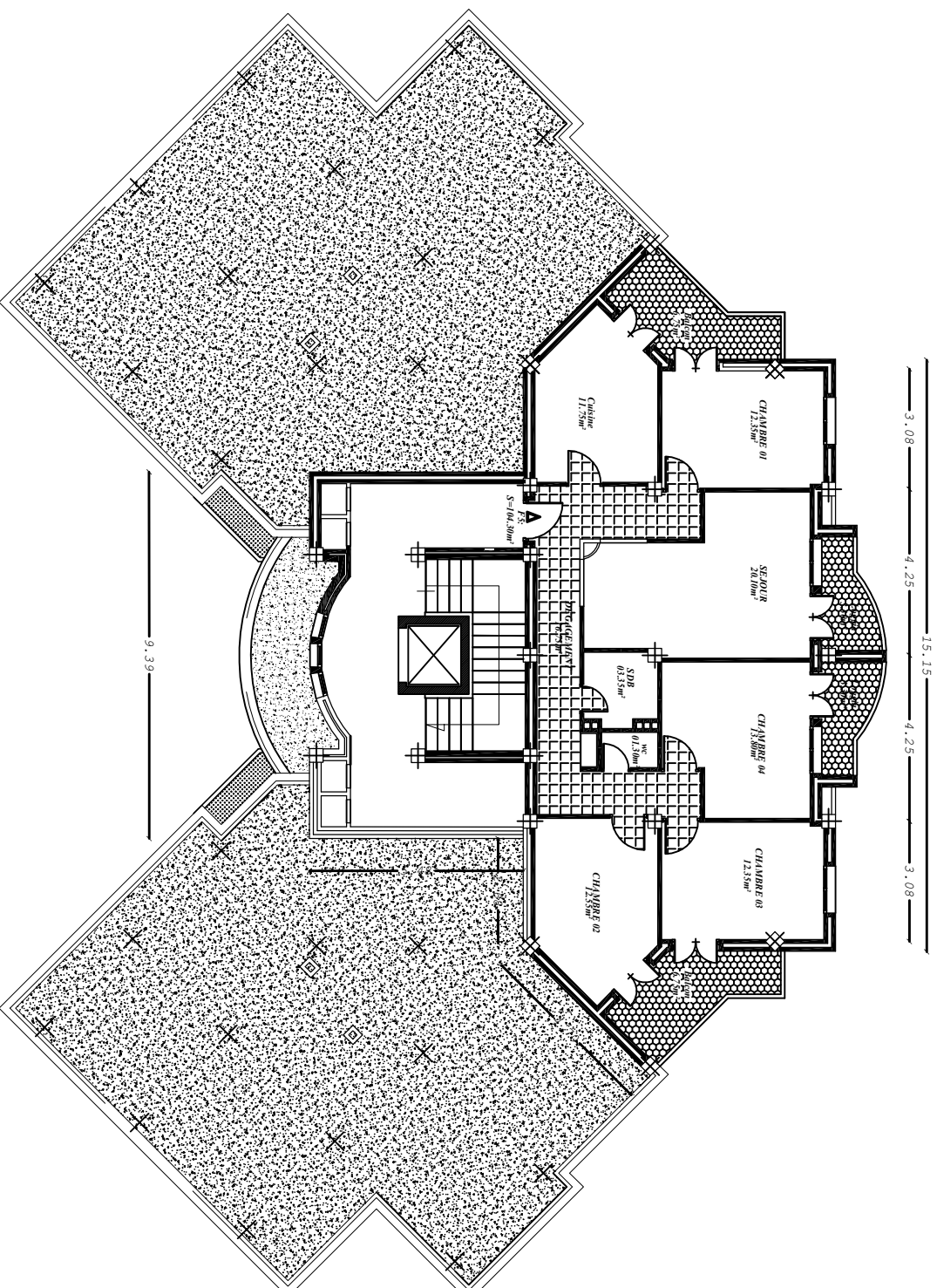
➤ **Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.**

➤ **Cours et TD des années précédentes**

Annexes

DIRECTION DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION
ETUDE POUR LA REALISATION DE 100 LOGEMENTS SOCIAUX PARTICIPATIFS
SIS A L'U.V 04 NOUVELLE VILLE ALI MENDJELI - CONSTANTINE

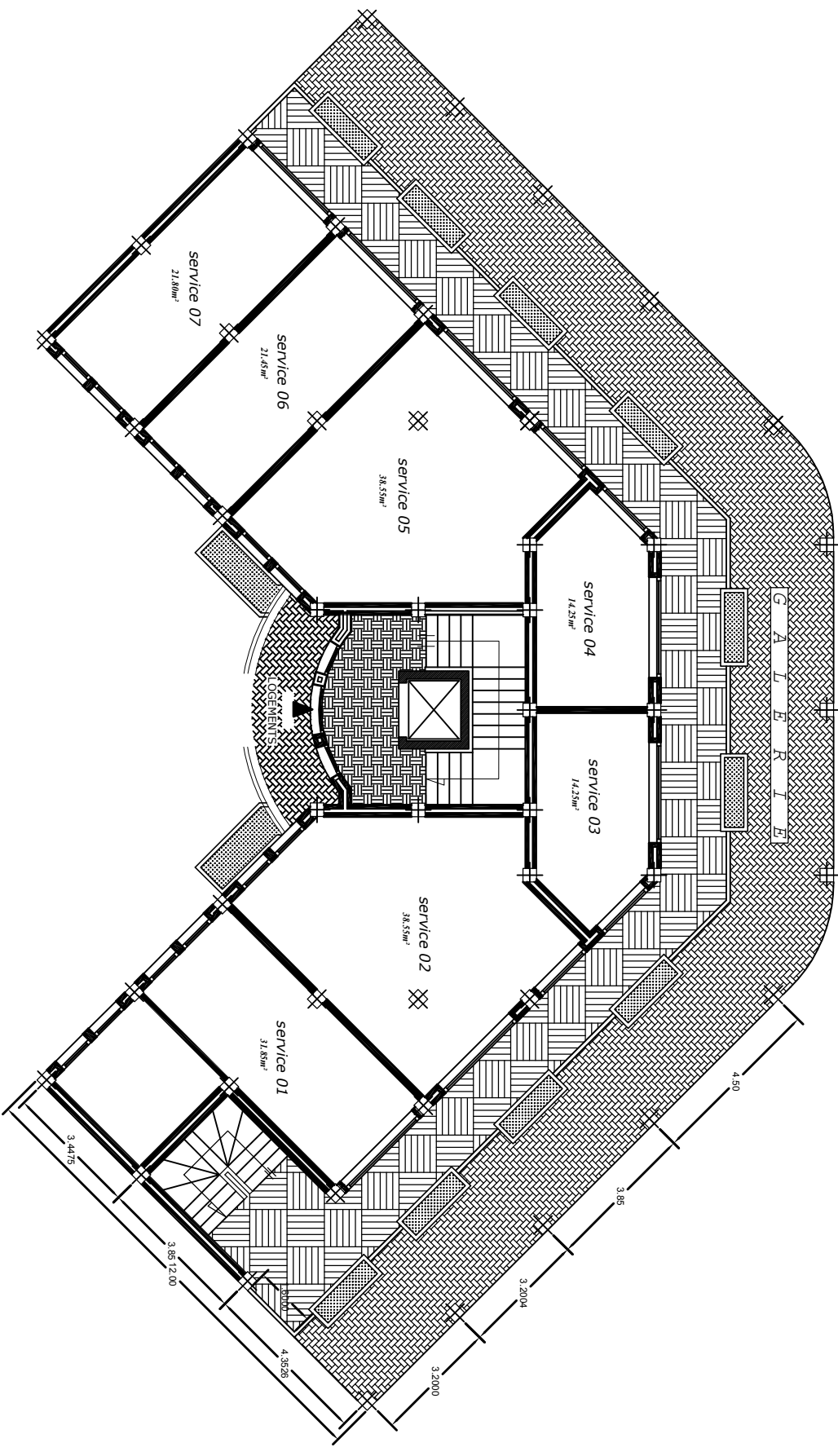
Etage (9)
Ech.1:100



DIRECTION DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION
ETUDE POUR LA REALISATION DE 100 LOGEMENTS SOCIAUX PARTICIPATIFS
SIS A L'U.V 04 NOUVELLE VILLE ALI MENDJELI - CONSTANTINE

Etage Services

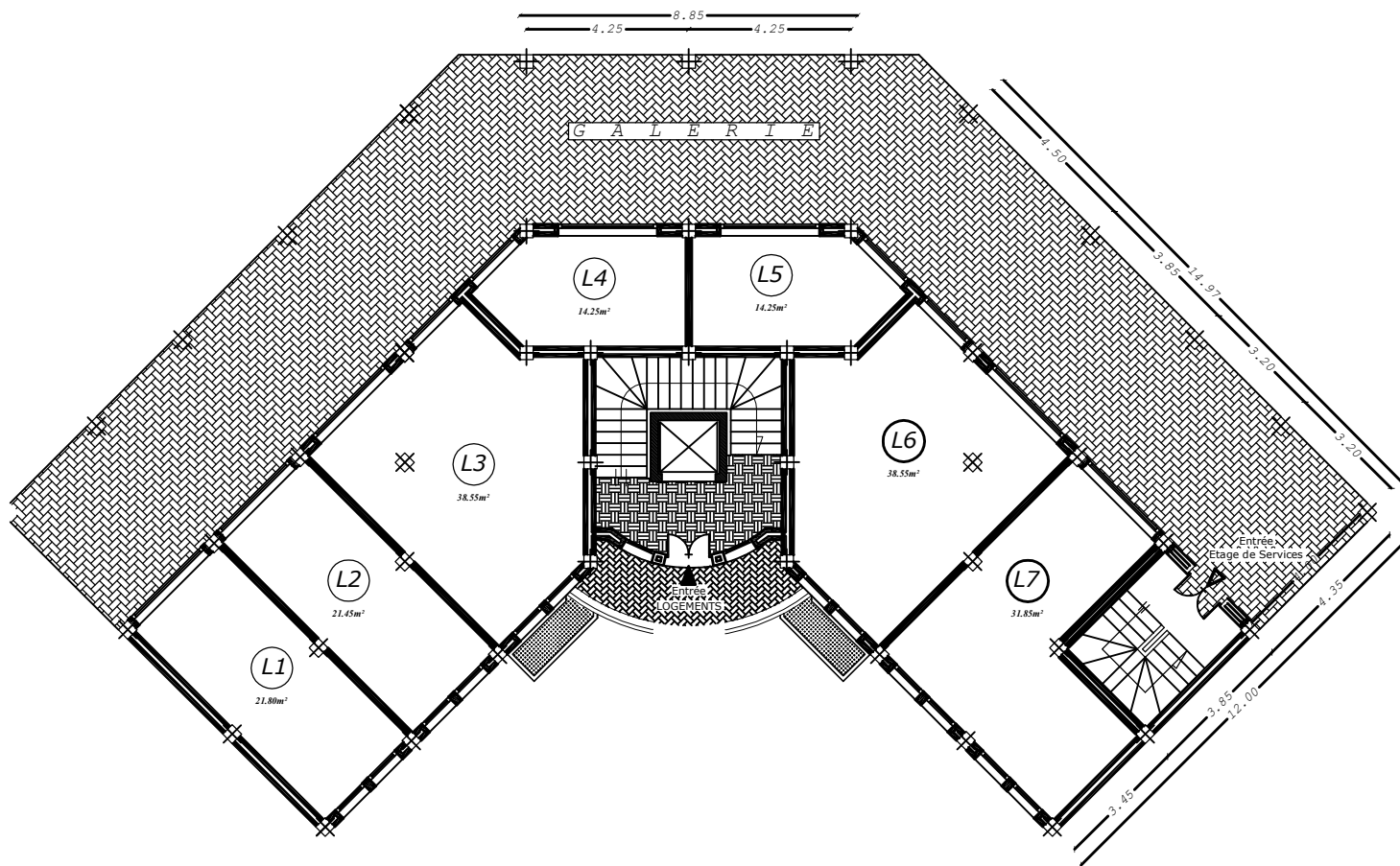
Ech. 1:100

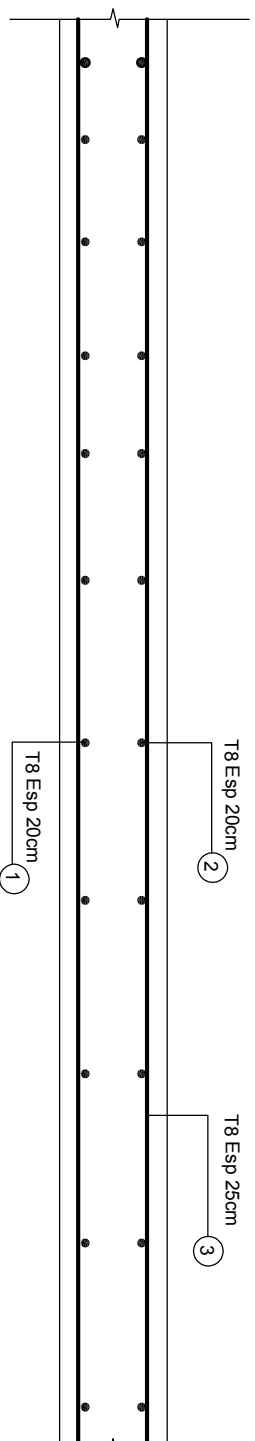


ETUDE POUR LA REALISATION DE 100 LOGEMENTS SOCIAUX PARTICIPATIFS
SIS A L'U.V 04 NOUVELLE VILLE ALI MENDJELI - CONSTANTINE

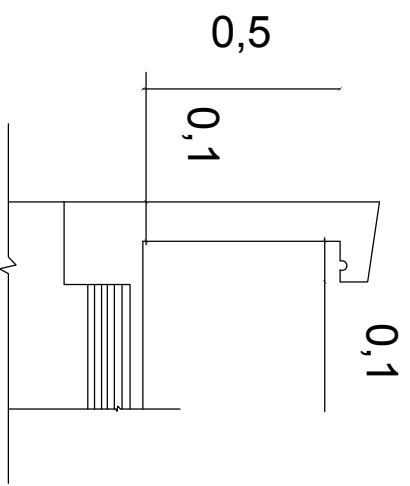
Rez-de-Chaussée

Ech.1:100

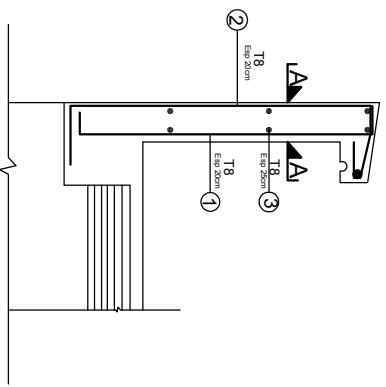




Coupe A-A



coffrage Acrôtère



Ferrailage Acrôtère

rep	Ø	Façonnage	Lang/u
1	8		1.05
2	8		1.4
3	8		1.00

République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMARI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

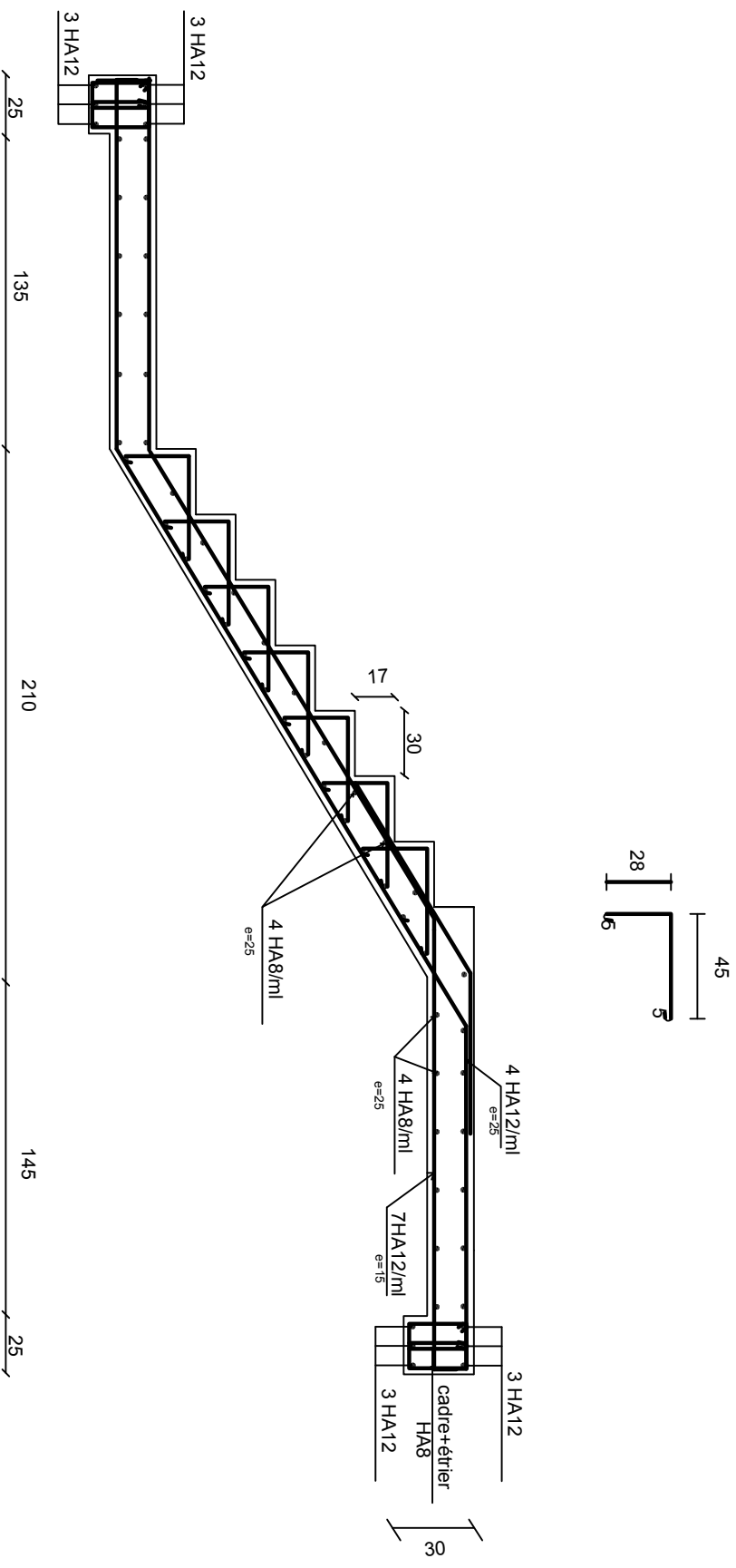
PROJET:
 Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
 d'habitation, commerciale et de service

Plan
 Ferrailage de
 l'Acrôtère

Echelle
 1/20

ETUDE PAR:
 HABBIBI MOHAND
 HAMMOUM NASSIM
 MEDDAOURI MOUSSA

DERIGE PAR:
 Mme. SAIB



République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

PROJET:
 Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
 d'habitation, commerciale et de service

Plan
 Ferrailage des
 escalier.

Echelle

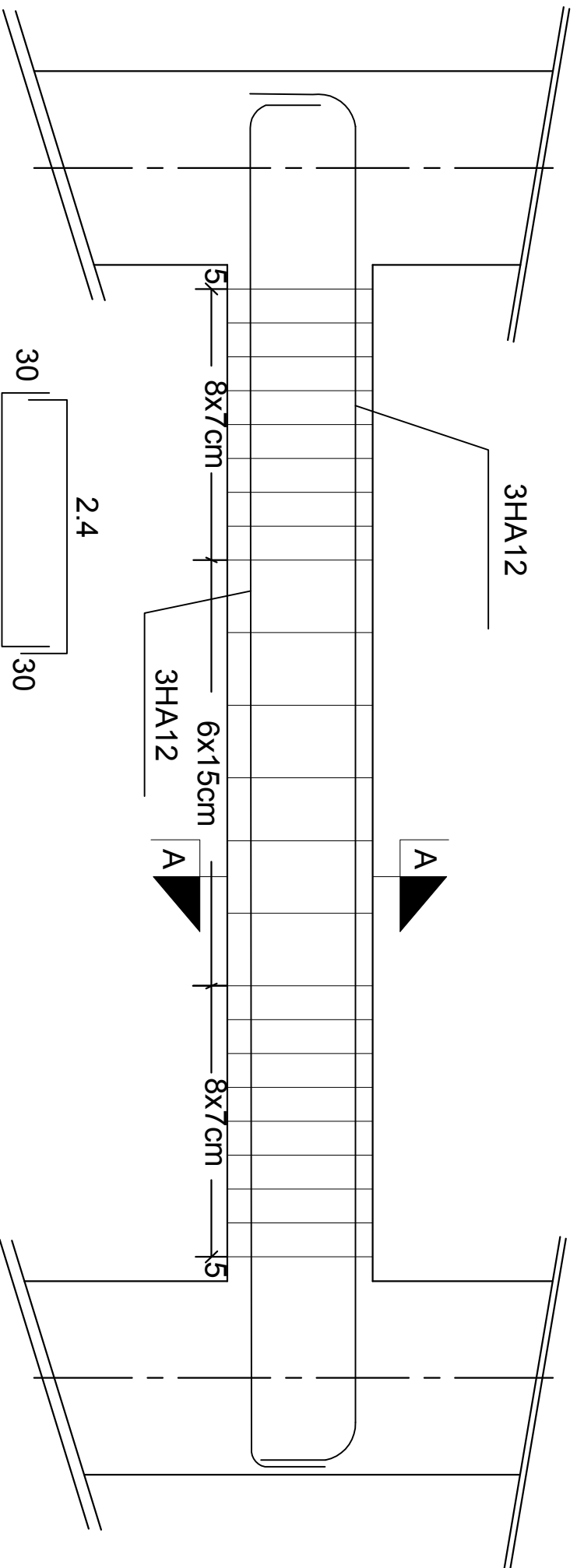
1/20

ETUDE PAR:

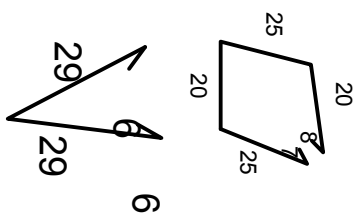
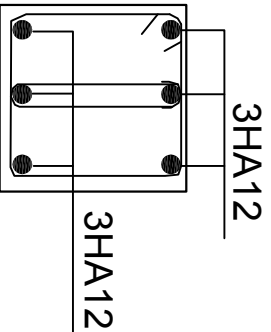
HABIBI MOHAND
 HAMMOUZI NASSIM
 MEDDOUARI MOUSSA

DERIGE PAR:

Mme. SAIB



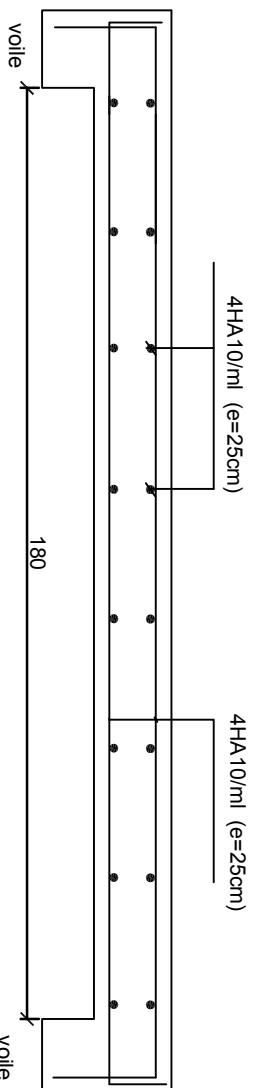
2,5



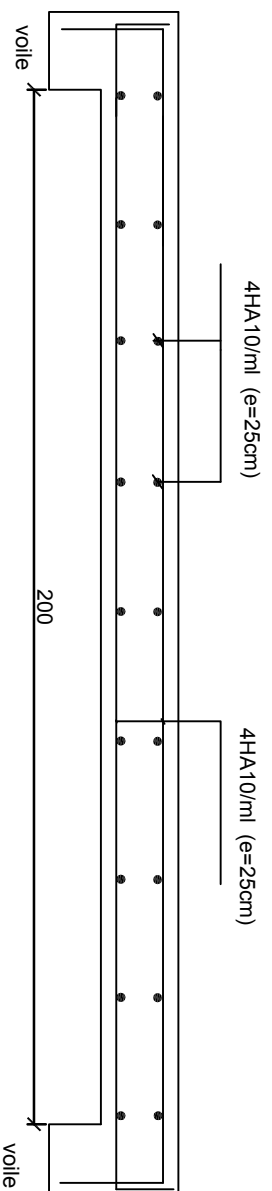
République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Projet:		Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service	
Echelle		1/20	
Etudié par:		HABIB KOHNOU MEDDAOURI MOUSSA	
Dirigé par:		Mme. SAIB	
Plan		Ferrailage de la poutre palier	

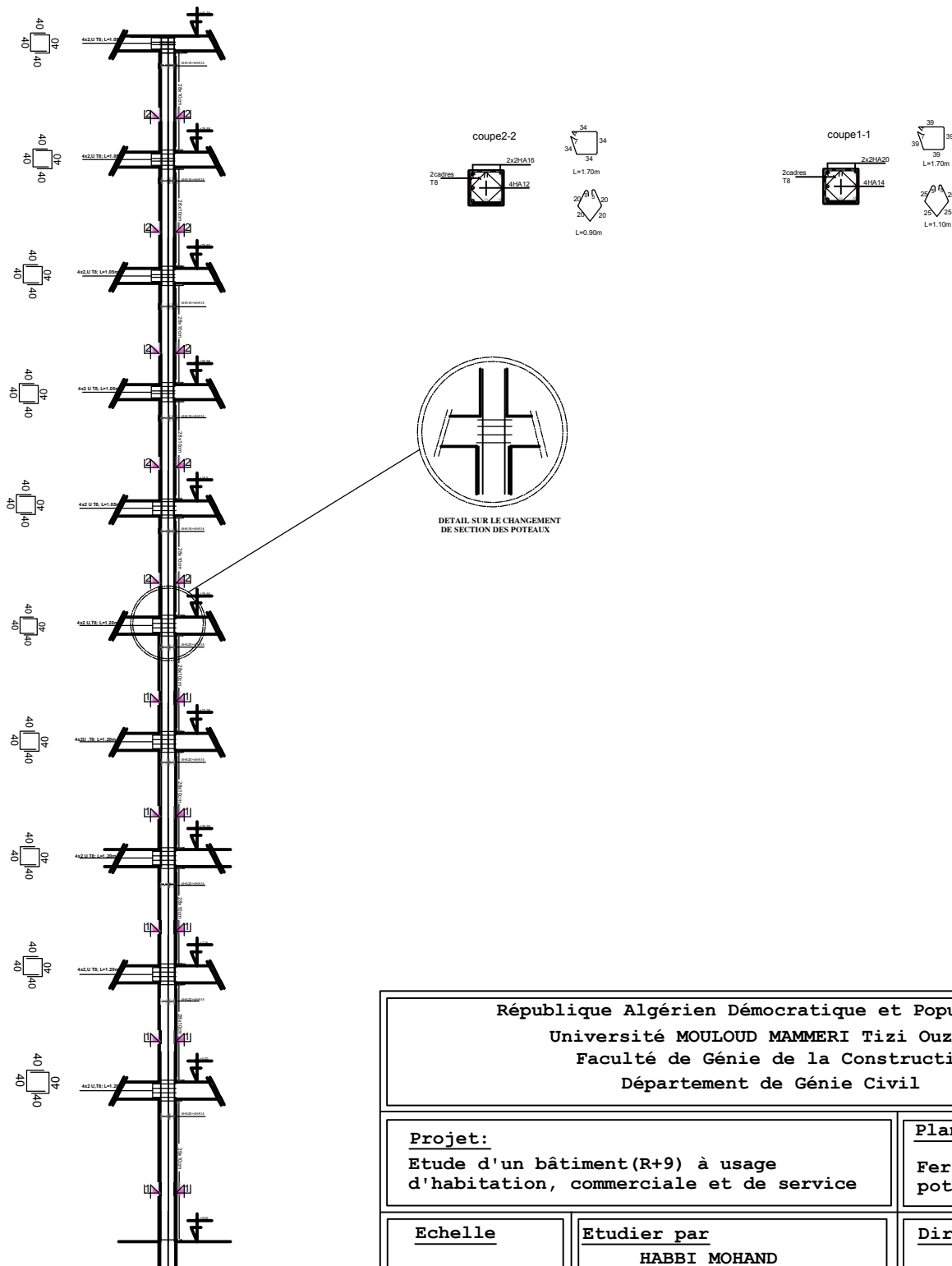
Sens XX



Sens Yy

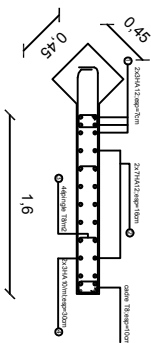


République Algérien Démocratique et Populaire Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service		
Etudier par HABBI MOHAND HAMMOUM NASSIM MEDDAOURI MOUSSA		Plan Ferrailage de la salle machine
ECHELLE 1/20		Dirigé par: Mme. SATB



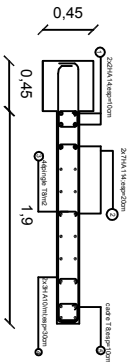
République Algérien Démocratique et Populaire Université MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service	Plan Ferrailage des poteaux	
Echelle 1/20	Etudier par HABBI MOHAND HAMMOUM NASSIM MEDDAOURI MOUSSA	Dirigé par: Mme. SAIB

VOILE V2



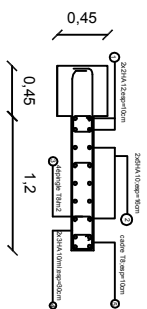
Voiles			Longue	
référence	Q	espacement	longue	
①	12	7	3,95	
②	12	16	3,95	
③	8	80	14	0,25
④	10	30	13	2,2
⑤	8	10	10	0,45

VOILE VT3



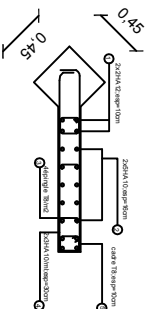
Voiles			Longue	
référence	Q	espacement	longue	
①	14	7	3,95	
②	12	16	3,95	
③	8	80	14	0,25
④	10	30	22	2,5
⑤	8	10	10	0,45

VOILE VL1



Voiles			Longue	
référence	Q	espacement	longue	
①	12	10	3,95	
②	10	16	3,95	
③	8	80	14	0,25
④	10	30	13	1,8
⑤	8	10	10	0,50

VOILE V1



République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

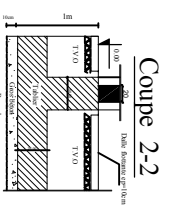
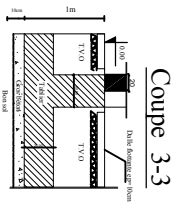
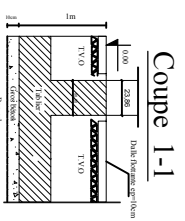
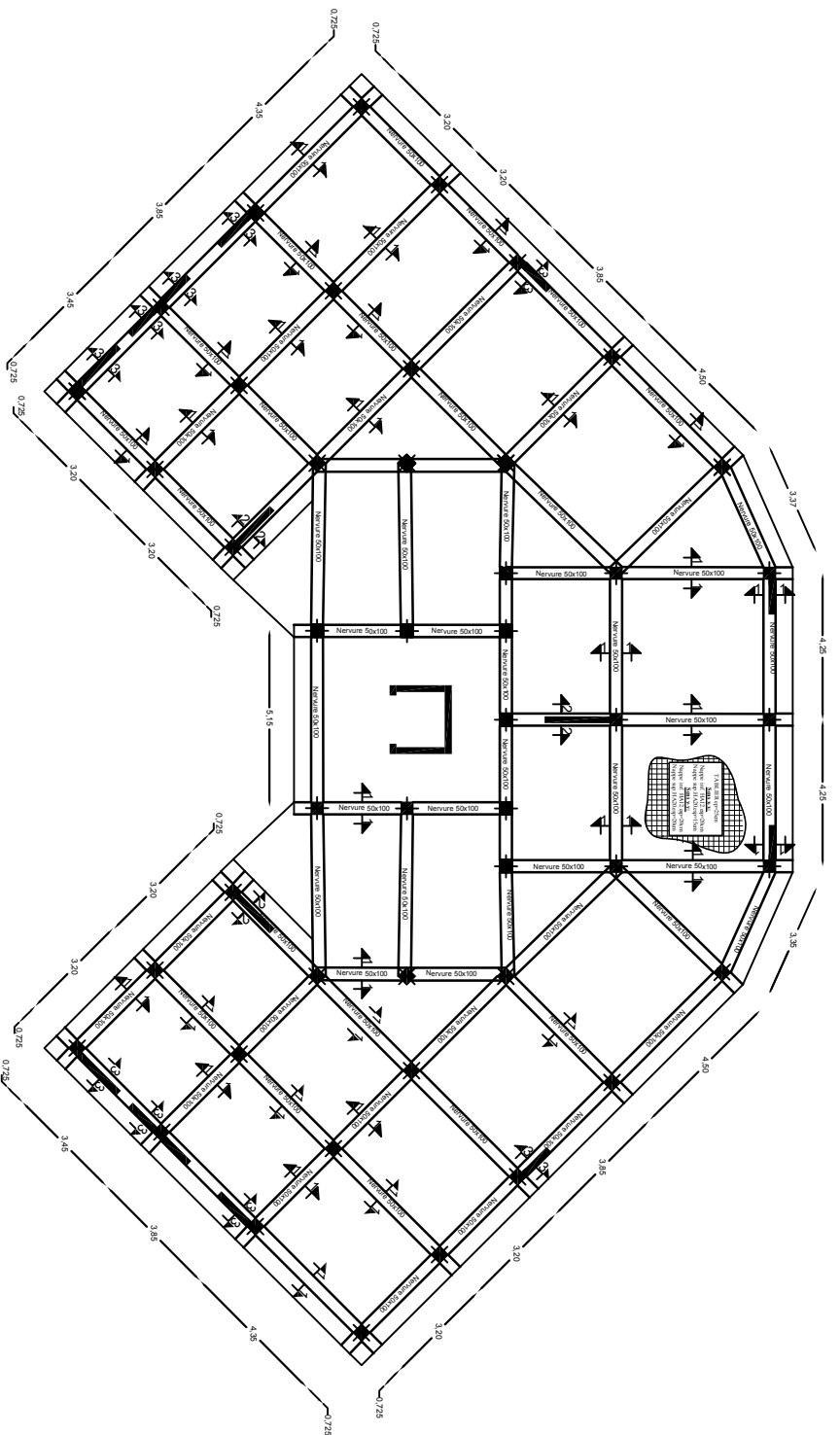
Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service

Plan
Ferraillage
des voiles

ECHELLE
1/20

Etudier par
HABRI MOHAND
HAMMOUM NASSIM
MEDDAOURI MOUSSA

Dirigé par:
Mme. SAIB



République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
 d'habitation, commerciale et de service

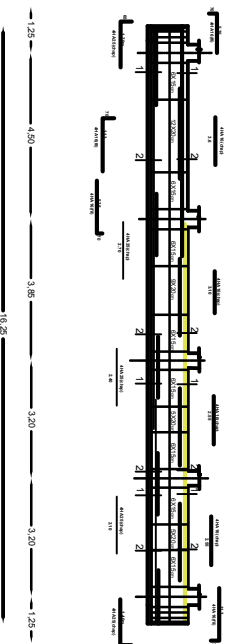
Plan
 Ferrailage
 du tablier

Echelle:
 1/20

Etudier par
 HABBÍ MOHAND
 HAMMOUM NASSIM
 MEDDAOURI MOUSSA

Dirigé par:
 Mme. SAIB

Ferrailage des nervures longitudinale

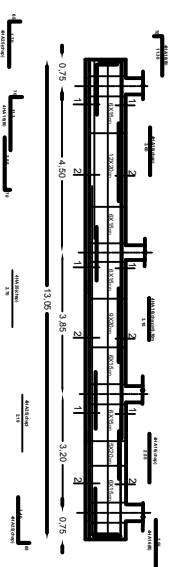


COUPE 1-1



COUPE 2-2

Ferrailage des nervures longitudinale

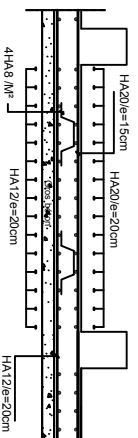


COUPE 1-1



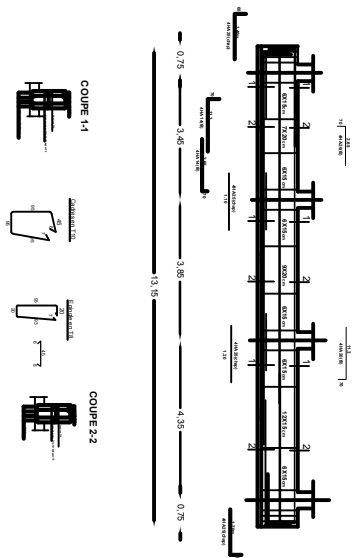
COUPE 2-2

Ferrailage Dalle du radier

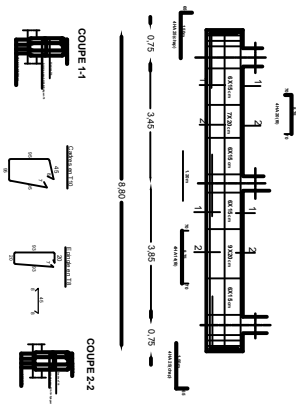


République Algérien Démocratique et Populaire Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service	Plan Ferrailage des nervures longitudinale
Echelle: 1/20	Dirigé par: Mme. SAIB
Etudier par HABBI MOHAND HAMMOUM NASSIM MEDDAOURI MOUSSA	

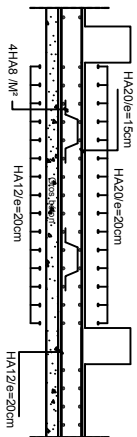
Ferrailage des nervures transversal



Ferrailage des nervures transversal



Ferrailage Dalle du radier



République Algérien Démocratique et Populaire
 Université MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation, commerciale et de service

Plan Ferrailage des nervures transversal

Dirigé par :
 Mme. SAÏB

Echelle: 1/20

Etudier par:
 HABBİ MOHAND
 HAMMOUM NASSİM
 MEDDAOURI MOUSSA