

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 d'obtention du diplôme de master en génie civil.
Option: construction civile et industrielle (CCI).

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+ sous-Sols) à usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles porteurs.*



Dirigé par : M^r LABIOD

Etudié par:

M^r BEGRICHE Merzouk

M^r NAMANE Said

M^r OSMANI Rabah

Promotion : 2013 /2014

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément **le Bon DIEU le tout puissant**, de sa grand Générosité, de Bonté et De nous accordé la patience et d'avoir accompli ce travaille qui présente le fruit de Plusieurs années de sacrifice.*

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur MR LABIOD, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les Personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

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

Sans oublier tous nos amis de la promotion MASTER 2 pour leur aide, Leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que le bon dieu le tout puissant nous protège.

Merci à tous.

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents, mes chère
grand parents et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A mes très chers frères*
- ❖ A mes chères sœurs*
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ A mes amis (es)*
- ❖ A mes binômes et leurs familles*
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ❖ A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

BEGRICHE MERZOUK

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents, mes chère
grand parents et je dis merci a leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A mes très chers frères*
- ❖ A mes chères sœurs*
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ A mes amis (es)*
- ❖ A mes binômes et leurs familles*
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*
- ❖ A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

NAMANE SAID

DÉDICACES

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité,
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents, mes chère
grand parents et je dis merci à leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A mes très chers frères*
- ❖ A mes chères sœurs*
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ A mes amis (es)*
- ❖ A mes binômes et leurs familles*
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
- ❖ A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

OSMANIS RABAH

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage1-8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges.....9-35

- ❖ II.1.Pré dimensionnement des éléments
 - ❖ II.1.1.Les planchers
 - Planchers en corps creux
 - Planchers dalle pleine
 - ❖ II.1.2.Les poutres
 - ❖ II.1.3.Les voiles
 - ❖ II.1.4.Les poteaux
 - ❖ II.1.5.Détermination des charges et surcharges
- ❖ II.2.Descente de charges

Chapitre III : Calcul des éléments.....36-205

- ❖ III.1.Acrotère.....36-44
- ❖ III.2.Poutre console balcon.....45-54
- ❖ III.3.Porte à faux.....55-62
- ❖ III.4.Escalier.....63-120
- ❖ III.5.Poutre palière.....121-129
- ❖ III.6.Poutre de chainage.....130-137
- ❖ III.7.Planchers.....138-192
- ❖ III.8.salle machine.....193-205

Chapitre IV : étude de contreventement.....206-209

Chapitre V : Modélisation de la structure.....210-248

Chapitre VI: Vérification RPA.....//.....249-261

| | |
|--|----------------|
| Chapitre VII: Ferrailage des poutres | 262-274 |
| Chapitre VIII: Ferrailage des poteaux | 275-290 |
| Chapitre IX: Ferrailage des voiles... .. | 291-310 |
| Chapitre X : Etude de l'infrastructure..... | 311-339 |
| Chapitre X I: Etude de mur plaque..... | 340-350 |
| Conclusion-mémoire. | |
| Conclusion-Générale. | |
| Bibliographie. | |

INTRODUCTION GENERALE

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimiques de l'environnement ; ainsi que la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre les attaques.

Le séisme et la corrosion des armatures sont des causes majeures de dégradations des structures en béton armé.

D'une part, avec la même quantité de matériaux on aura un bâtiment qui résiste ou non aux séismes, pour cela les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique.

D'autre part, la corrosion des armatures induit une modification de l'adhérence acier – béton, une réduction de la section des barres d'acier, une réduction de la ductilité de l'acier ainsi qu'un endommagement périphérique du béton dû à la pression des produits de corrosion, tous ces aspects peuvent conduire à la diminution de la capacité portante de la structure en béton armé.

Nous autant qu'étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous sommes choisis l'étude d'une structure (**R +8+ 1 sous sols**) à usage d'habitation de service et commercial, à contreventement par voiles porteurs.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismiques Algériennes (**RPA99 modifiées 2003**) et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL99**).

Comme la méthode manuelle est lente on a préféré d'utiliser le logiciel **ETABS 9.70** pour la modélisation de notre structure.

1 Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la résistance, la stabilité pendant et après l'exécution ainsi que la durabilité. Nos calculs seront vérifiés vis-à-vis des règlements en vigueur : « RPA 99(version 2003) », et le « béton aux états limites CBA ».

2 Présentation de l'ouvrage :

Notre étude sera consacrée pour un bâtiment en (R+ 8+sous-sol) à usage d'habitation et commercial implantée à **Tizi-Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (zone II a) selon le RPA 99 modifié en 2003, composé de :

Un (01) sous-sol, RDC à usage commercial.

Neufs (08) étages courants à usage d'habitation.

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

3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total.....35.53 m

Longueur total.....18.60 m

Largeur total..... 13. 50 m

Hauteur des étages courants.....3.06 m

Hauteur du 1^{er} étage.....3.06 m

Hauteur du RDC.....3.91 m

Hauteur du sous-sol.....4.08 m

Hauteur de l'acrotère0.60 m

4 Eléments de l'ouvrage :

4-1- Structure :

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

4-2-Planchers :

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

4-2- 1- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

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

Fonction d'isolation: Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place.

Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de 2% qui facilite l'écoulement des eaux.

4-2-2- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au de la salle machine.

4-3-Maçonnerie :

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

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

4-4-Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier se comporte de trois types d'escalier ; palier de repos à pailasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

4-5-Revêtement :

Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.

Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.

Salle d'eau+cuisine.....céramique.

Locaux de service.....enduit en ciment lissé.

Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

4-6-Système de coffrage :

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

5-Caractéristique mécanique des matériaux :

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

5-1-Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera déterminée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de 350 kg/m³ de ciment portland composé 325 (CPJ 325), destiné à offrir une protection efficace des armatures.

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

5-1-1-Granulats :

Sable propre.....380 à 450cm³ (D_g ≤ 5mm).

Gravier.....750 à 850 cm³ (D_g ≤ 25mm)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200.

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

5-1-2-Resistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances.

a) Resistance caractéristique à la compression: le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , qu'on détermine après un essaie de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (16x32) et cela après 28 jours de durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25$ MPa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

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

b) Résistance caractéristique à la traction: a l'âge « j » jours notés f_{t_j} donnée par la formule suivante :

$$f_{t_j} = 0.6+0.06 f_{c_j} \text{ pour } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPA (Art / A.2.1,12 BAEL 91)}$$

On prend $f_{c_j} = 25$ MPa

$$f_{t_{28}} = 0.6+0.06x(25) \rightarrow f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

5-1-3-Module de déformation longitudinale du béton :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa.

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

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{vj} = 10818.865$ MPa.

5-1- 4-Module de déformation transversale du béton :

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

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

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

$\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

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

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0,2 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

5-1- 5-Contraintes limites :

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

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

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$

(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).

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

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

♣ $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24$ h.

♣ $\theta = 0.9 \rightarrow 1h \leq t \leq 24h$.

♣ $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1h$.

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

aura : $f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 15} = 14.2 \text{ MPa}$

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

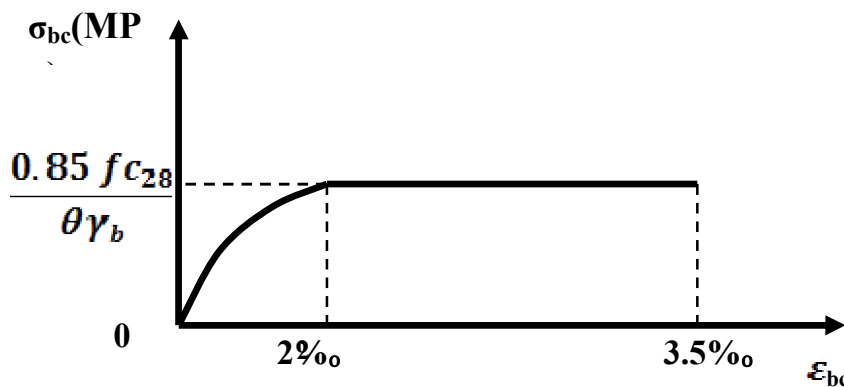


Fig. 1-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

Contrainte de cisaillement (τ_u) : Elle est donnée par la formule suivante :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot o \cdot x \cdot d}$ (Art A.5.1.21 BAEL 91).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

Contrainte limite de service (ELS) :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 f_{c_j}$ (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5, 2)

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à ELS.

A : j = 28 jours ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

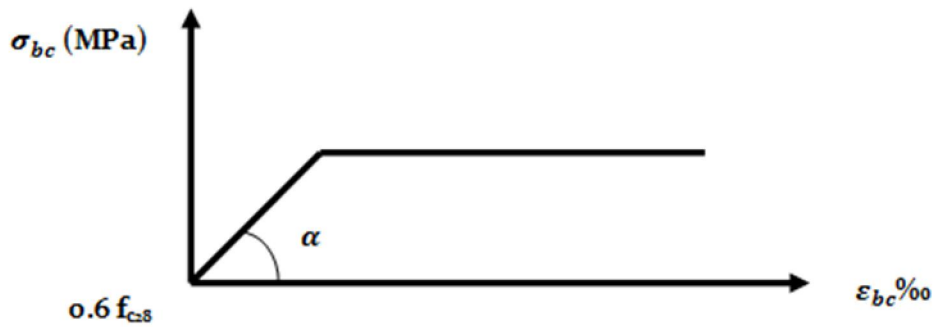


Fig.1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

5-2-Aciers :

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

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

Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).

Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

5-2-1-Module de déformation longitudinale :

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

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

5-2-2-Contrainte limite :

Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1.3).}$$

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

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

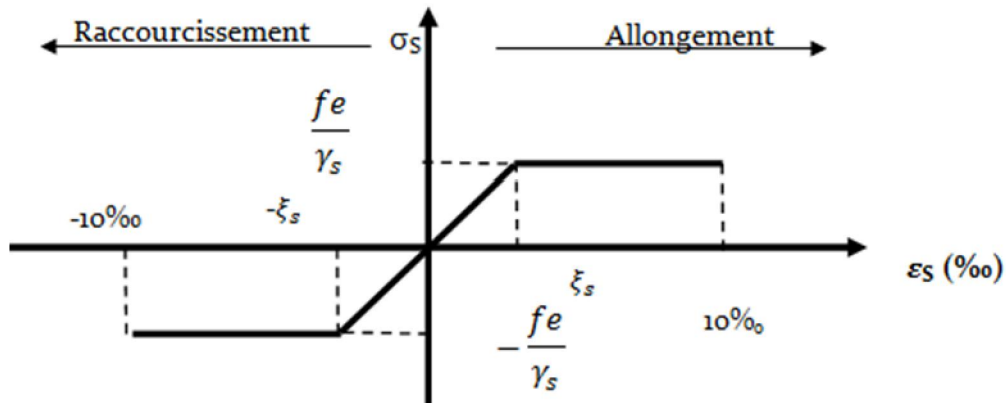


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

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

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

Contrainte limite de service :

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

Fissuration peu nuisible : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32)}$$

Fissuration préjudiciable : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa).}$$

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

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6\text{mm}$.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ Pour les HA 400 et HA 500

Fissuration très préjudiciable : *(BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)*

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

5-2-3-Protection des aciers : *(BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)*

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

$c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

$c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).

$c \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.

$c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de 1m est égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : $C = 2\text{cm}$.

II. Pré dimensionnement des éléments et descente de charges.

Introduction:

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré-dimensionnement des éléments qui a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

DTR BC 2.2

RPA 99 modifié 2003

CBA 93

BAEL 91 modifié 99

1. Pré dimensionnement des planchers :

1.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.

La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventements.

Support des plafonds.

L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers.

a) Planchers à corps creux :

Sont constitués d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la norme suivante : (BAEL 91, modifié 99 ;

Art.B.6.5.1) $h_{pl} \geq \frac{L}{22.5}$ avec :

{ **L**: portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles
 { **h_{pl}**: Hauteur total du plancher .

Le Pour les poteaux le RPA exige : $\min(b; h) \geq 25\text{cm}$ en zone II_a (Zone de sismicité moyenne) \Rightarrow on prend $\min = 25\text{cm}$.

$L_{\max} = 380 - (12.5 + 12.5) = 355\text{cm}$. $\Rightarrow h_{pl} = \frac{355}{22.5} = 15.77\text{cm}$.

Ce qui nous donne : $h_{pl} \geq \frac{350}{22.5} = 15.55\text{cm}$. soit : **h_{pl} = 20cm**

Soit : Corps creux (16+4) qui sera valable Pour tous les étages courants

Avec: { **16cm** : Epaisseur du corps creux.
 { **04cm** : Epaisseur de la dalle de compression.

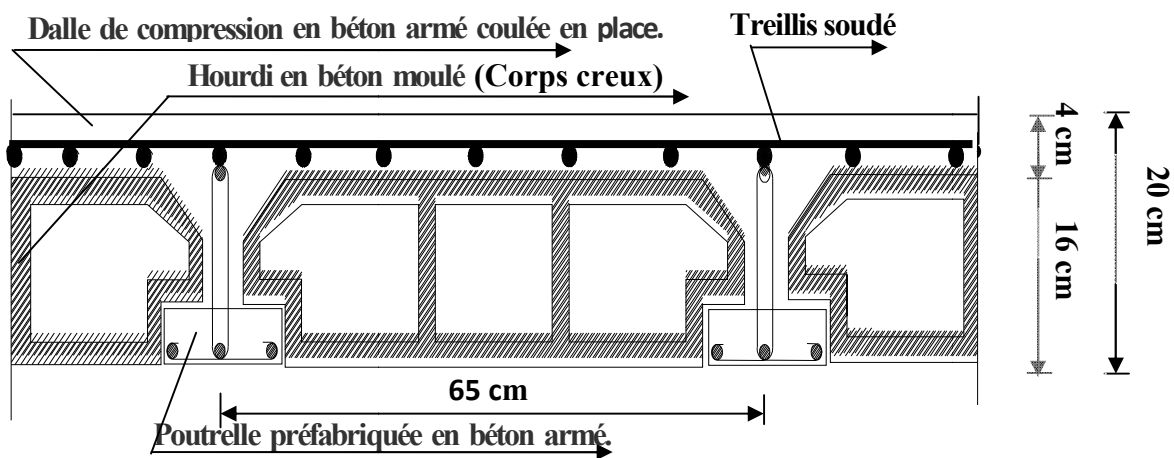


Figure.II.1. Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

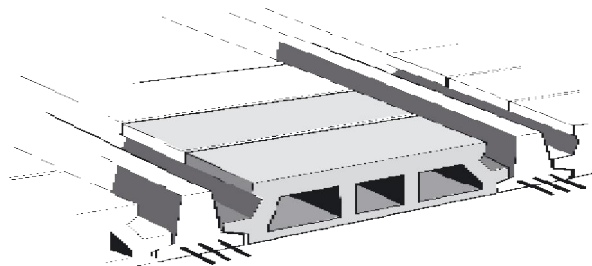


Figure. II.2. figure d'un plancher en corps creux.

b) Dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport autres dimensions, leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et des conditions suivantes :

- La résistance a la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La Résistance au feu.

Résistance a la flexion :

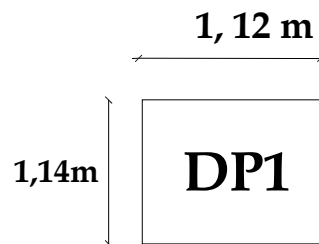
Dans notre bâtiment nous avons une dalle pleine reposant sur quatre appuis au niveau de la salle machine qu'on notera (**D_{p1}**), et une dalle pleine pour accéder à l'ascenseur qu'on notera Dp2 sur 2

L'épaisseur minimale de la dalle pleine de la salle machines DP1:

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 112 \text{ cm}$$

$$L_y = 140 \text{ cm}$$



$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{112}{140} = 0.8 < 1 \text{ Donc : le panneau est portant dans les deux sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \longrightarrow E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{112}{30} \longrightarrow E_p \geq 3.73 \text{ cm}$$

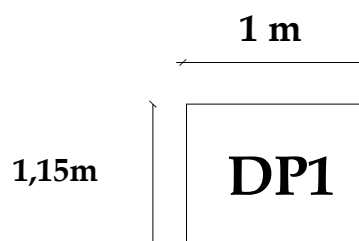
$$\longrightarrow E_p = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale de la dalle pleine Dp2 :

Dimensions du panneau de dalle :

$$L_x = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 115 \text{ cm}$$



$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{115} = 0.86 < 1 \text{ Donc : le panneau est portant dans les deux sens.}$$

$$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \longrightarrow E_p \geq \frac{L_x}{30} \geq \frac{100}{30} \longrightarrow E_p \geq 3.33 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow E_p = 4 \text{ cm}$$

Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm.

Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à 350 kg/m^2 .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow E_p \geq 14 \text{ cm} .$$

Conclusion :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 15 cm

1.2. Les poutres

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la longueur L doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ (Art A.4.14 BAEL 91)}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L : L'entre axe de la plus grande travée considérée.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm.} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm.} \\ \text{Le rapport: } \frac{h}{b} \leq 4. \\ \text{Largeur max: } b_{\max} \leq 1.5h + b_1. \quad b_1: \text{Largeur du poteau.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99. Art7. 5. 1})$$

Poutres principales : ce sont les poutres porteuses

La hauteur des poutres principales est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ Avec : L : portée entre nus d'appuis

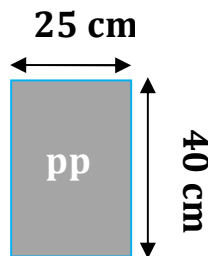
$$L = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm.} \quad \text{On adopte : } h = 40 \text{ cm.}$$

La largeur des poutres est déterminée par: $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

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

La section des poutres principales est: **PP(25 × 40) cm²**



Vérification des conditions du RPA :

$$b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 < 4 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutre secondaire:

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

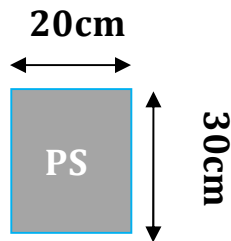
$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ avec : } L = 380 - 25 = 355 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } h = 30 \text{ cm.}$$

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b = 20 \text{ cm.}$$

La section des poutres secondaires est : **PP(20 × 30)**



Vérification des conditions exigées par le RPA :

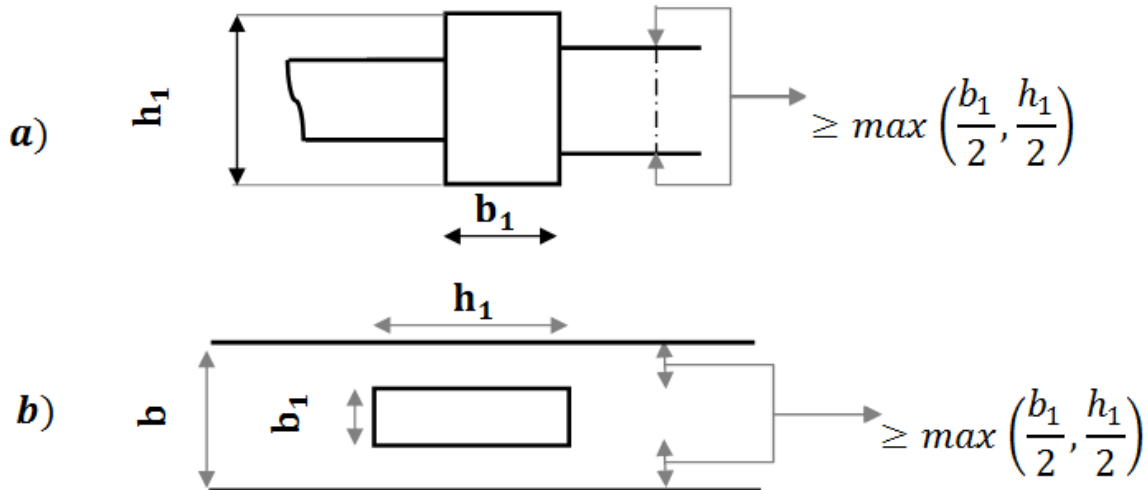
$$b = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- Poutres principales : $\boxed{\text{PP}(25 \times 40) \text{ cm}^2}$



-Poutres secondaires : $\boxed{\text{PS}(20 \times 30) \text{ cm}^2}$

Figure. II. 2. Dimension à respecter pour les poutres.

1.3. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.

Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité de l'ouvrage sous l'action des charges horizontales.

Selon le (RPA 99.version 2003, Art 7.7.1) ; un élément est considéré comme un voile s'il satisfait

la condition suivante : $L \geq 4e_p$. avec : $\begin{cases} e_p: \text{épaisseur des voiles} \\ L: \text{portée min des voiles.} \end{cases}$

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

$h_{e=h_e^{\max}} = \text{Hauteur libre du sous-sol} = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m.}$

Donc : $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.40\text{cm} \Rightarrow e_p \geq 15.00\text{cm}$ on prend : $e_p = 20\text{cm}$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur. $L_{\min} \geq 4e_p = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ Condition vérifiée

On adoptera la même épaisseur pour tous les étages.

1-3 -2- L'épaisseur du voile (ep) :

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

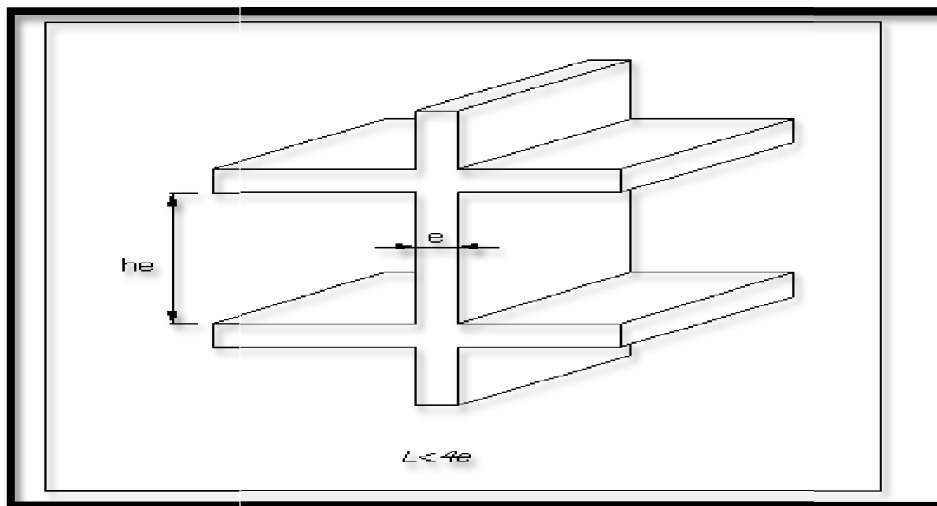


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

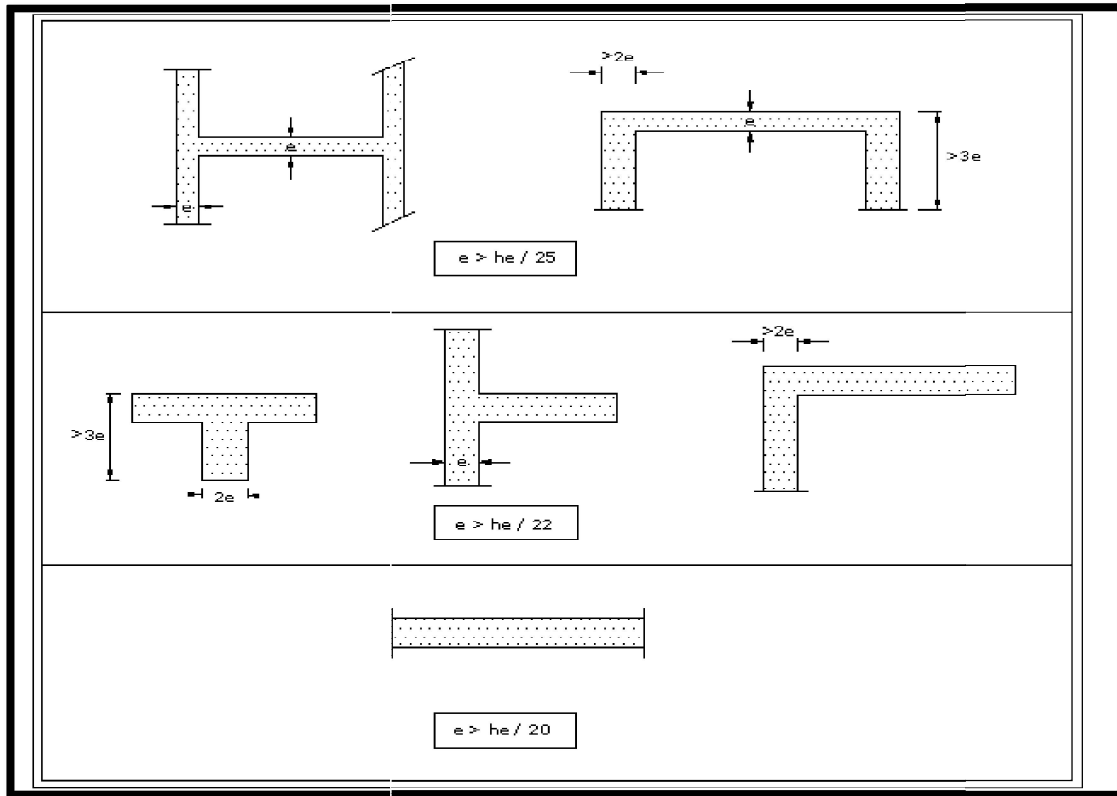


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

1.4. Les poteaux :

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

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

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante: $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S: Section transversale du poteau.

G: Charge permanente,

Q : Surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$.

Selon le (RPA99 modifié 2003, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) \geq 25cm En zone II_a.

Min (b, h) $\geq \frac{h_e}{20}$ h_e est la hauteur libre entre étages

Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Remarque :

Le calcul de l'effort normal Ns sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

1.5.Détermination des charges et surcharges (DTR -BC.2.2) :

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

1.5.1.Charges permanentes :

On calculera les charges correspondantes aux planchers ; terrasse ; étages courants ; murs extérieurs ; murs intérieurs et l'acrotère.

Les planchers :

plancher terrasse :

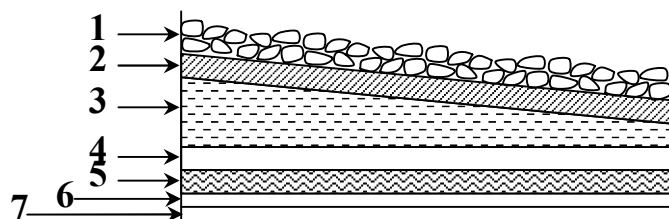


Figure. II. 5. Coupe verticale d'un plancher terrasse.

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (kN/m ³) | Poids surfacique(kN/m ²) |
|--|--------------------------------|----------------|---|--------------------------------------|
| 1 | Couche de gravillon | 0.05 | 17 | 0.85 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 06 | 0.12 |
| 3 | Forme de pente en béton | 0.07 | 22 | 1.54 |
| 4 | Isolation thermique (liège) | 0.04 | 04 | 0.16 |
| 5 | Feuille de <u>polyvane</u> | / | / | 0.01 |
| 6 | Plancher en corps creux (16+4) | 0.16+0.04=0.20 | 14.25 | 2.85 |
| 7 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente totale :G _t | | | | 5.73 |

Tableau II.1. Charges permanentes revenant au Plancher terrasse (corps creux).

Remarque :

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

Plancher d'étage courant :

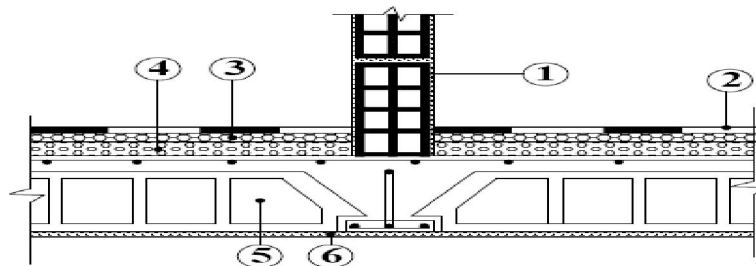


Figure. II.6. Coupe verticale d'un plancher étage courant (corps creux).

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (kN/m ³) | Poids Surfaccique (kN/m ²) |
|----------------------------------|--|---------------|---|--|
| 1 | Cloison en briques creuse avec enduit. | 0.10 | 09.00 | 0.90 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0.02 | 20.00 | 0.40 |
| 3 | Mortier de pose | 0.03 | 20 | 0.60 |
| 4 | Couche de sable | 0.03 | 22.00 | 0.66 |
| 5 | Plancher en corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| 6 | Enduit plâtre | 0.02 | 10.00 | 0.20 |
| Charge permanente totale : G_t | | | | 5.61 |

Tableau II.2. Charges permanentes revenant au Plancher étage courant.

Planchers dalle pleine :

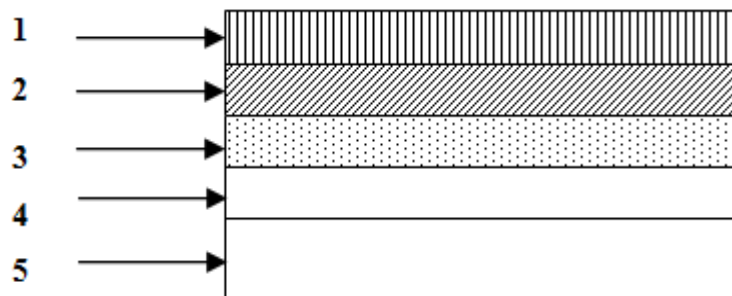


Figure II.7. Coupe transversale de la dalle pleine.

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (KN / m ³) | Poids surfacique (KN / m ²) |
|----------------------------------|--------------------------|---------------|---|---|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Couche de sable | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 4 | Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 5 | Dalle en béton armé | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Charge permanente totale : G_t | | | | 5.19 |

Tableau II.3. Charges revenant à la dalle pleine (balcon).

Les Murs :

Murs extérieurs :

En double cloisons de briques creuses et une lame d'air de 5 cm.

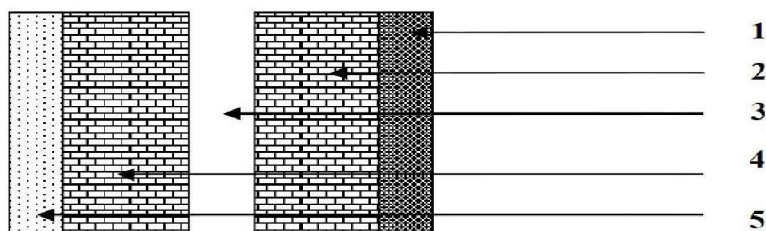


Figure II.8. Coupe verticale d'un mur extérieur.

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (KN / m ³) | Poids Surfacique (KN / m ²) |
|----------------------------------|--------------------------|---------------|---|---|
| 1 | Mortier de ciment | 0.02 | 18.00 | 0.36 |
| 2 | Briques creuses | 0.10 | 09 | 0.90 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | / | 0.00 |
| 4 | Briques creuses | 0.10 | 09 | 0.90 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.02 | 10.00 | 0.20 |
| Charge permanente totale : G_t | | | | 2.36 |

Tableau II.4. Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

Murs intérieurs:

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

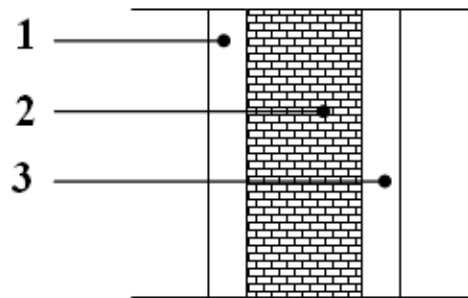


Figure. II.9. Coupe horizontale d'un Mur de séparation

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (KN / m ³) | Poids Surfaccique (KN / m ²) |
|----------------------------------|--------------------------|---------------|---|--|
| 1 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 2 | Briques creuse | 0.10 | 09 | 0.90 |
| 3 | Enduit de plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente totale : G_t | | | | 1.30 |

Tableau II.5. Les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

L'acrotère :

Calcul de son poids propre :

$$G_{acr} = \rho_{b\acute{e}ton} \times S_{acr}.$$

$$G_{acr} = (0.15 \times 0.30) + 2(0.40 \times 0.15) \times 25.$$

$$G_{acr} = 4.125 \text{ kN / ml.}$$

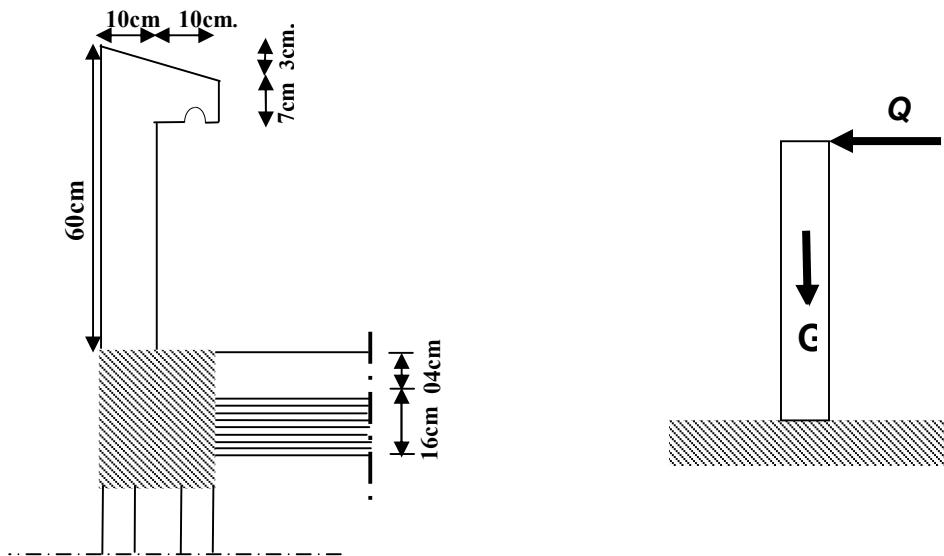


Figure. II.10. Dimensionnement de l'acrotère.

1.5.2. Surcharges d'exploitation:

Tableau II.6. Surcharges d'exploitation :

| Eléments | Surcharge Q [KN/m ²] |
|---|----------------------------------|
| Plancher terrasse | 1.0 |
| Plancher d'étage courant : à usage d'habitation | 1.5 |
| Plancher RDC : à usage commercial | 3.5 |
| Balcon | 3.5 |
| Escalier desservant les différents étages | 2.5 |
| Acrotère | 1.0 |
| Porte à faux | 3.5 |

2 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

2.1. Surface d'influence :

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

Repérage du poteau le plus sollicité :

Il existe au moins trois(03) critères qui nous aiderons à la recherche du poteau le plus sollicité, les critères sont :

La surface reprise par un poteau qui dépend :

Du nombre de dalles que supporte le poteau,

De la longueur des travées des dalles,

Et les surcharges d'exploitation des dalles.

On peut désigner deux (02) poteaux, le poteau F5 et le poteau B5 les plus sollicités qui sont chargés symétriquement et pour le calcul on choisit le poteau B5

2.3. Détermination de la surface revenant au poteau B5 :

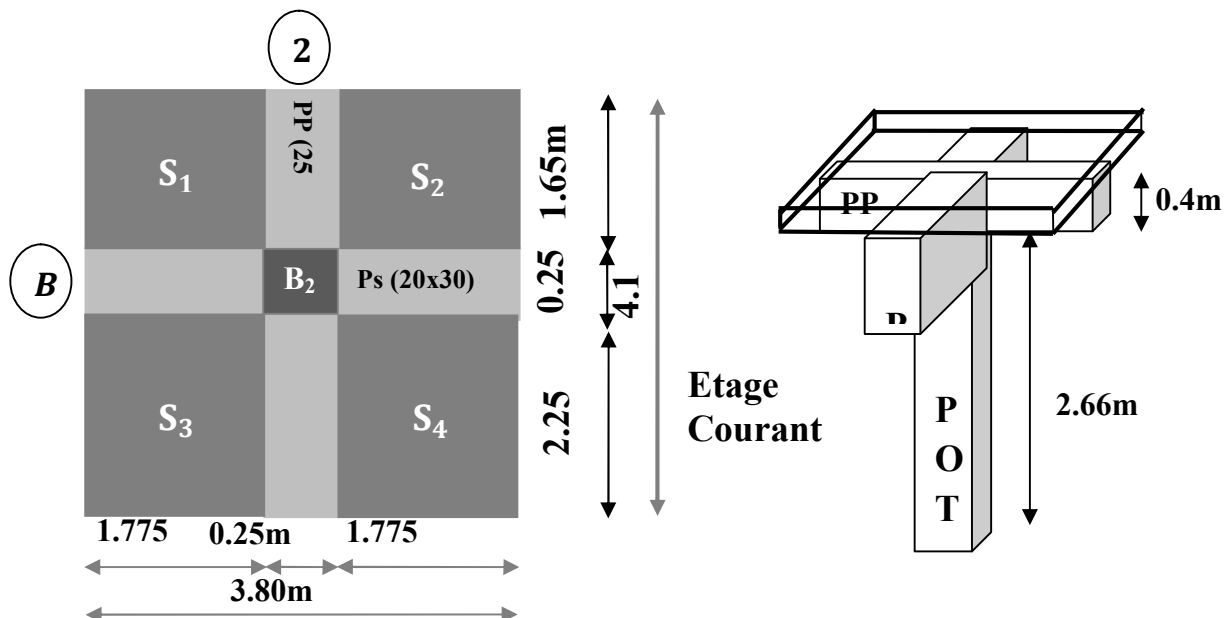


Figure. II.11. Surface d'influence du poteau le plus

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

$$\text{A. N: } S = S_{\text{nette}} = (1.65 \times 1.775) \times 2 + (2.25 \times 1.775) \times 2 \Rightarrow S_{\text{nette}} = 13.845 \text{ m}^2$$

Surface total sous la surcharge d'exploitation : $S_{\text{brute}} = 3.80 \times 4.15 = 15.77 \text{ m}^2$

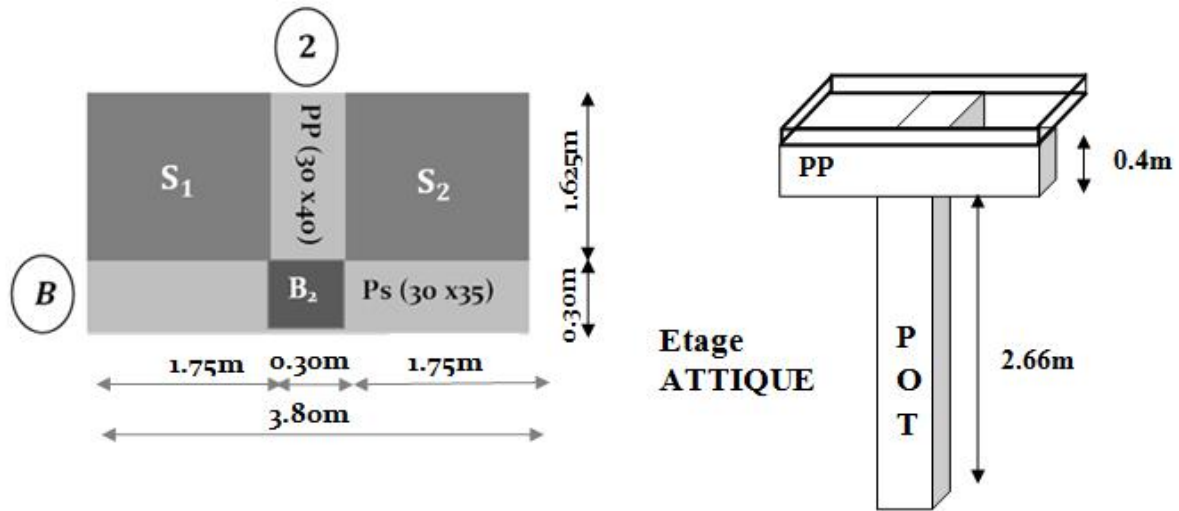


Figure. II.12. Surface d'influence du poteau le plus sollicité B5.

$$S = S_1 + S_2.$$

$$\text{A. N: } S = S_{\text{nette}} = (1.65 \times 1.775) \times 2 \Rightarrow S_{\text{nette}} = 05.86 \text{ m}^2$$

Surface total sous la surcharge d'exploitation : $S_{\text{brute}} = 1.9 \times 3.80 = 07.22 \text{ m}^2$

2.4. charges revenant à chaque plancher :

$$\text{Plancher terrasse} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5.73 \text{ kN / m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher étage courant} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 5.61 \text{ kN / m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ kN / m}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Plancher RDC} : \begin{cases} G = 5.61 \text{ kN} / \text{m}^2 \\ Q = 3.50 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

2.5. Charges permanentes totales:

$$\text{poids du plancher : } P = G \times S$$

$$\text{plancher terrasse NIV10 } P = 5.73 \times 05.86 = 33.58 \text{ KN.}$$

plancher terrasse et plancher étage courant (NIV9)

$$P = (5.73 \times 7.99) + (5.61 \times 05.86) = 78.66 \text{ KN.}$$

$$\text{plancher étage courant } \longrightarrow P = 5.61 \times 13.845 = 77.67 \text{ KN.}$$

$$\text{plancher RDC, sous-sol } \longrightarrow P = 5.61 \times 13.845 = 77.67 \text{ KN.}$$

Calcul du poids propre des poutres :

Poutres principales terrasse NIV10 :

$$M_{pp} = b \times h_t \times \rho = 0,25 \times 0,40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{pp} = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$P_{pp} = G_p \times L = 2.5 \times 1.90$$

$$P_{pp} = 4.75 \text{ KN.}$$

Poutres principales étages courants

$$M_{pp} = b \times h_t \times \rho = 0,25 \times 0,40 \times 25 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{pp} = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$P_{pp} = G_p \times L = 2.5 \times 4.15$$

$$P_{pp} = 10.375 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$M_{ps} = b \times h_t \times \rho = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$M_{ps} = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$P_{ps} = G_s \times L = 1.5 \times 3.55$$

$$P_{ps} = 5.325 \text{ KN.}$$

Poids total des poutres :

Terrasse NIV 10

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 4.75 + 5.325 = 10.075 \text{ kN}$$

Etages courant

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 10.375 + 5.325 = 15.70 \text{ kN}$$

Calcul du poids propre des Poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but principal de ce chapitre pour calculer leurs Poids, nous avons supposé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre Structure (b=25cm, h=25cm).

$$\text{Poteau du sous-sol: } PP_{S-S} = (0.25 \times 0.25 \times 4.08) \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau du RDC : } PP_{RDC} = (0.25 \times 0.25 \times 3.91) \times 25 = 6.11 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux d'étages : } PP_{\text{étage}} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau de la terrasse : } PP_{\text{terras}} = (0.25 \times 0.25 \times 3.06) \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

3. Loi de dégression des surcharges :

Les règles *BAEL91* nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Selon les règles du *BAEL91* et vue le nombre d'étages de notre ouvrage ($n > 5$), une dégression de charge sera effectuer comme suit :

Soit(S_0) la surcharge appliquée à la terrasse; soit(S_i) la surcharge de l'étage ; les étages sont numérotés de haut en

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

pour $n \geq 5$.

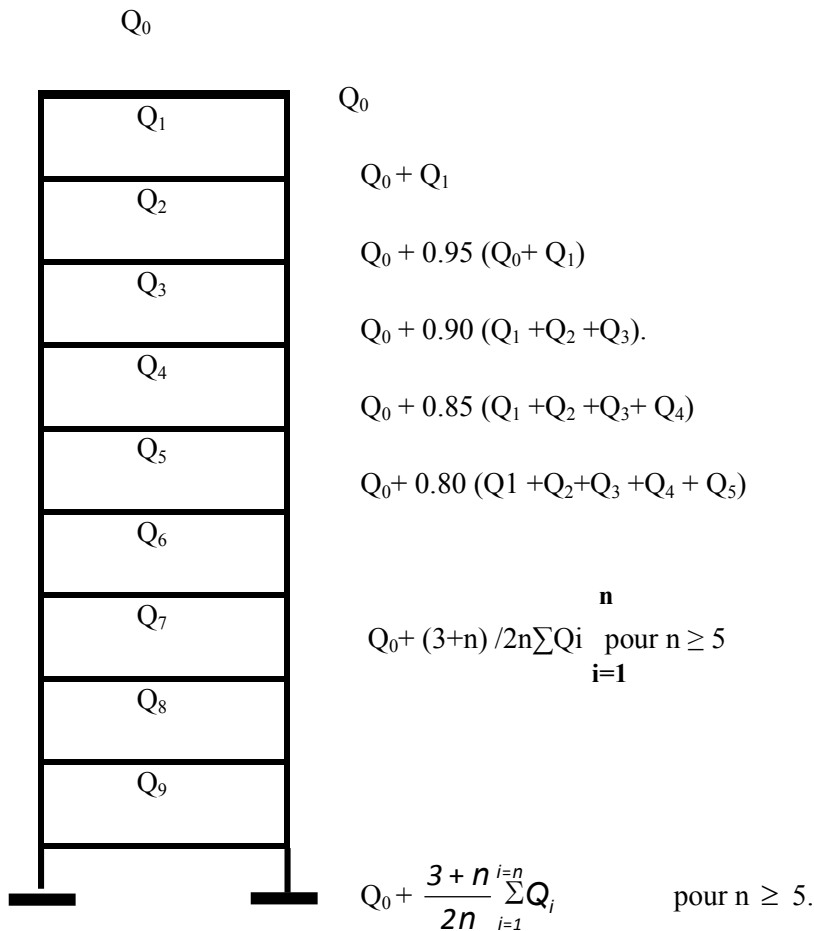
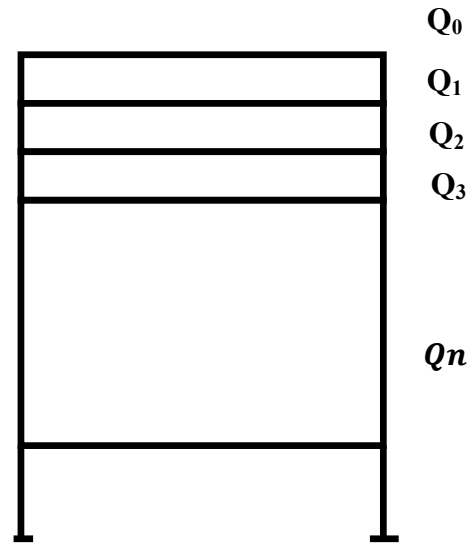


Figure. II.1.3.Loi de dégression des surcharges.

Q_0 : Surcharge d'exploitation de la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse (NIV10) : $Q_0 = 1 \times 7.22 = 7.22 \text{KN}$

Plancher terrasse + plancher étage courant (NIV9) $Q_1 = (1 \times 8.55) + (1.5 \times 7.22) = 19.38 \text{KN}$

Plancher étage courant : $Q_2 = Q_3 = Q_4 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 15.77 = 23.655 \text{KN}$

Plancher RDC : $Q_9 = 3.5 \times 15.77 = 55.20 \text{KN}$

Coefficients de dégression de charges :

| | | | | | | | | | | |
|-------|----------|----|------|-----|------|------|------|-------|-------|-------|
| Niv | Terrasse | 08 | 07 | 06 | 05 | 04 | 03 | 02 | 01 | RDC |
| Coeff | 1 | 1 | 0.95 | 0.9 | 0.85 | 0.80 | 0.75 | 0.714 | 0.687 | 0.666 |

Tableau II.7. Coefficients de dégression de charges.

Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :

• NIV9 $S_{terr} = Q_0 = 1 \times 7.22 = 7.22 \text{KN}$.

• NIV8 $S_8 = Q_0 + Q_1 = 7.22 + 1(19.38) = 26.6 \text{KN}$.

• NIV7 $S_7 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 7.22 + 0.95(19.38 + 23.655) = 48.10 \text{KN}$.

• NIV6 $S_6 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7.22 + 0.90[(19.38) + (23.655 \times 2)] = 67.24 \text{KN}$.

$$\bullet \text{NIV5 } S_5 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 07.22 + 0.85[(19.38) + (23.655 \times 3)] = 84.01 \text{KN.}$$

$$\bullet \text{NIV4 } S_4 = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 07.22 + 0.80[(19.38) + (23.655 \times 4)] = 98.42 \text{KN.}$$

$$\bullet \text{NIV3 } S_3 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 07.22 + 0.75 [(19.38) + (23.655 \times 5)] \\ = 110.46 \text{KN}$$

$$\bullet \text{NIV2 } S_2 = Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 07.22 + 0.714 [(19.38) + (23.655 \times 6)] \\ = 122.39 \text{KN}$$

$$\bullet \text{NIV1 } S_1 = Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 07.22 + 0.687 [(19.38) + \\ (23.655 \times 7)] = 134.29 \text{KN}$$

$$\bullet \text{RDC } S_{\text{RDC}} = Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$= 07.22 + 0.666 (19.38 + 23.655 \times 7 + 55.20) = 167.17 \text{KN.}$$

Tableau II.9. Descente de charges sur le poteau B2 :

$\sigma_{bc} = 150\text{kg/cm}^2$

$S_{\text{trouée}}(\text{cm}^2) = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

$1\text{kN} = 100\text{kgf.}$

| Niveau | | | | | | | | | Sections des poteaux [cm ²] | |
|-----------|------------|------------|-----------|---------------------|------------------|------------|------------------|----------------------------------|---|-----------|
| | G plancher | G poutres | G poteaux | G _{totale} | G _{cum} | Q | Q _{cum} | N=G _c +Q _c | S trouée | S adoptée |
| 8 | 33.58 | 10.07 5 | 04.78 | 48.43 | 48.43 | 07.22 | 07.22 | 55.650 | 37.10 | 25x2 5 |
| 7 | 78.66 | 15.70 | 04.78 | 99.14 | 147.57 | 19.38 | 26.60 | 174.170 | 116.11 | 30x3 0 |
| 6 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 245.72 | 23.65 5 | 50.255 | 295.975 | 197.32 | 30x3 0 |
| 5 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 343.87 | 23.65 5 | 73.910 | 417.780 | 278.52 | 30x3 0 |
| 4 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 442.02 | 23.65 5 | 97.565 | 539.585 | 359.72 | 35x3 5 |
| 3 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 540.17 | 23.65 5 | 121.22 | 661.390 | 440.93 | 35x3 5 |
| 2 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 638.32 | 23.65 5 | 144.875 | 783.195 | 522.12 | 35x3 5 |
| 1 | 77.67 | 15.70 | 04.78 | 98.15 | 736.47 | 23.65 5 | 168.53 | 905.000 | 603.33 | 40x4 0 |
| RDC | 77.67 | 15.70 | 06.11 | 99.48 | 835.95 | 23.65 5 | 192.185 | 1028.135 | 685.42 | 40x4 0 |
| Sous- SOL | 77.67 | 15.70 | 06.37 | 99.75 | 935.70 | 55.20 | 247.385 | 1183.085 | 788.72 | 40x4 0 |

TABLEAU II.10 : Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau de Petit bloc et détermination de la section des poteaux.

Conclusion :

Selon les critères de repérage le poteau le plus sollicité, on constate que ce poteau c'est le poteau B2.

4. Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} ; \text{En zone II}_a \\ \text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$.

Les poteaux sont de section carrée (25,30, 35, 40) Condition vérifiée.

$\text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$.

On a trois hauteurs différentes (408, 391,306) :

$\frac{306}{20} = 15.3 < 50$ Condition vérifiée.

$\frac{391}{20} = 19.55 < 50$ Condition vérifiée.

$\frac{408}{20} = 20.4 < 25 < 30 < 35 < 40$ Condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Les poteaux sont de section carrée $\frac{b}{h} = 1$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

5.vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

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

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

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

Pour les poteaux (25x25) : $\frac{55.650}{(25 \times 25 \times 2.5)} = 0.035 < 0.3$ Condition vérifiée.

Pour les poteaux (30x30) : $\frac{417.78}{(30 \times 30 \times 2.5)} = 0.185 < 0.3$ Condition vérifiée.

Pour les poteaux (35x35) : $\frac{783.195}{(35 \times 35 \times 2.5)} = 0.255 < 0.3$ Condition vérifiée.

Pour les poteaux (40x40) : $\frac{1183.085}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0.295 < 0.3$ Condition vérifiée.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

Le sous-sol, RDC et le 1^{er} étage → (40 x 40) cm²

Du 2^{er} étage au 4^{ème} étage → (35 x 35) cm²

Du 5^{ème} au 7^{ème} étage → (30 x 30) cm²

8^{ème} étage → (25 x 25) cm²

6. Vérification de la résistance 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.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

λ : Elancement du poteau

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7l_0$ lorsque le poteau est encastré à ses deux extrémités,).

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad : \text{Rayon de giration,}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad : \text{Moment d'inertie du poteau}$$

B : Section du poteau (b x h) ;

l_0 : Hauteur libre du poteau ;

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.71l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

Pour le sous-sol :(40x40)

$$l_0 = 4.08 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour le RDC :(40x40)

$$l_0 = 3.91 \text{ m} \rightarrow \lambda = 23.70 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour l'étage courant :(40x40)

$$l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.55 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour l'étage courant :(35x35)

$$l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21.20 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour l'étage courant :(30x30)

$$l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 24.73 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour le 8^{ème} étage :(25x25)

$$l_0 = 3.06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 29.68 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement, alors il n'y a aucun risque de flambement

Conclusion :

Dans ce chapitre on a procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

Dalle en corps creux : $16+4=20\text{cm}$.

Dalle pleine $e_p=15\text{ cm}$.

Dalle pleine de porte à faux $e_p=20\text{ cm}$.

Poutres principal : $(25\times 40)\text{ cm}$.

Poutres secondaire : $(20\times 30)\text{ cm}$.

Voile de contreventement : $e_p=20\text{cm}$.

Poteaux d'étage courant : 8^{ème} $(25\times 25)\text{ cm}$.

Poteaux d'étage courant : 5^{ème} au 7^{ème} $(30\times 30)\text{ cm}$.

Poteaux d'étage courant : 2^{ème} au 4^{ème} $(35\times 35)\text{ cm}$.

Poteaux du sous-sol, RDC ET 1^{er} étage : $(40\times 40)\text{ cm}$.

CALCUL DES ELEMENTS

1. ACROTÈRE

1.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère sera assimilée à une console, encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort «G» dû à son poids propre et à une poussée latérale «Q» due à la main courante provoquant un moment de renversement «M» dans la section de l'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

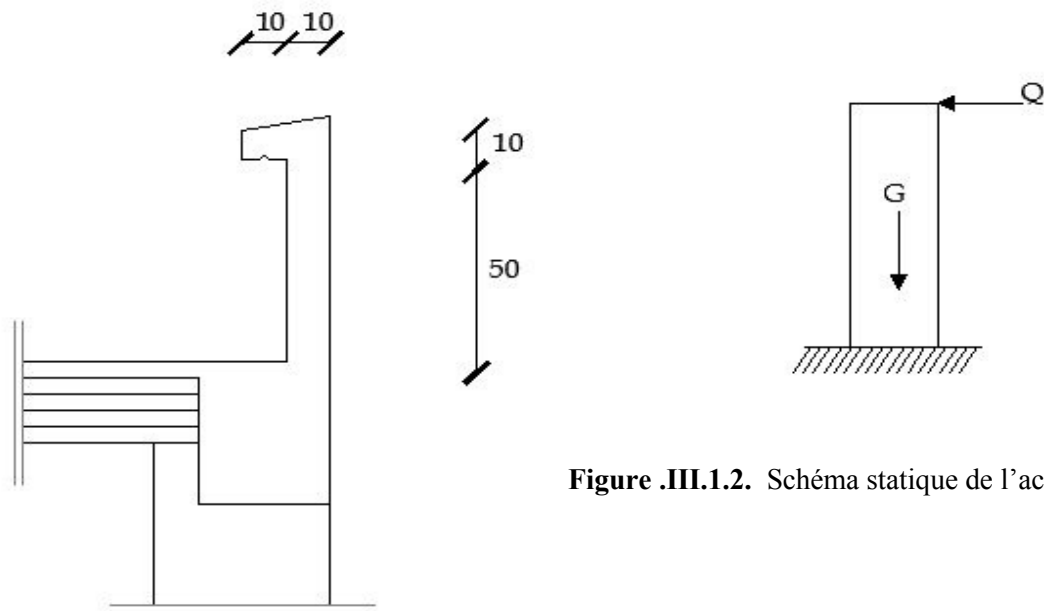


Figure .III.1.1. Coupe transversale de l'acrotère

Figure .III.1.2. Schéma statique de l'acrotère

1.2. Sollicitations :

- Poids propre G :

$$G = \rho.S.1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [0.50 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.2}{2}] = 1.675 \text{ KN/m.}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- Effort normal dû au poids propre :

$$N_G = G \times 1m = 1.675 \text{ KN}$$

- Effort normal dû à la surcharge Q : $N_Q = 0$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN m}$

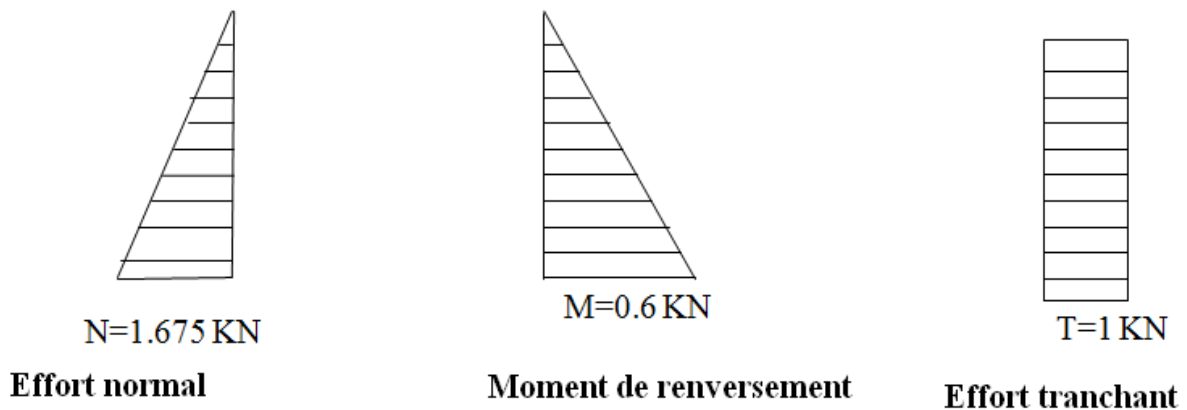


Fig.III.1.3.Diagrammes des efforts internes.

1.3. Combinaisons de charges :(BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2)

A l'E.L.U :

- Effort normal : $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$

- Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

A l'E.L.S :

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$

- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$

1.4. Ferrailage :

Le ferrailage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donnée par mètre de largeur.

-rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

Soit un effort normal 'N' et un moment fléchissant 'M' appliqué au centre de gravité du béton seul.

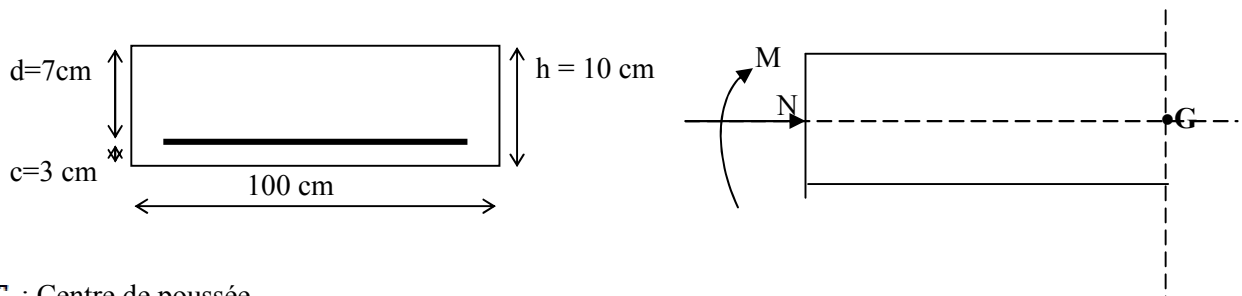
Soit un effort normal 'N' excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.

Le point d'application de 'N' est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Remarque :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C_p : Centre de poussée

e_u : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues (inférieurs).

h : épaisseur de la section = 10cm.

b : largeur de la section = 100cm.

cet c' : enrobage = 3cm.

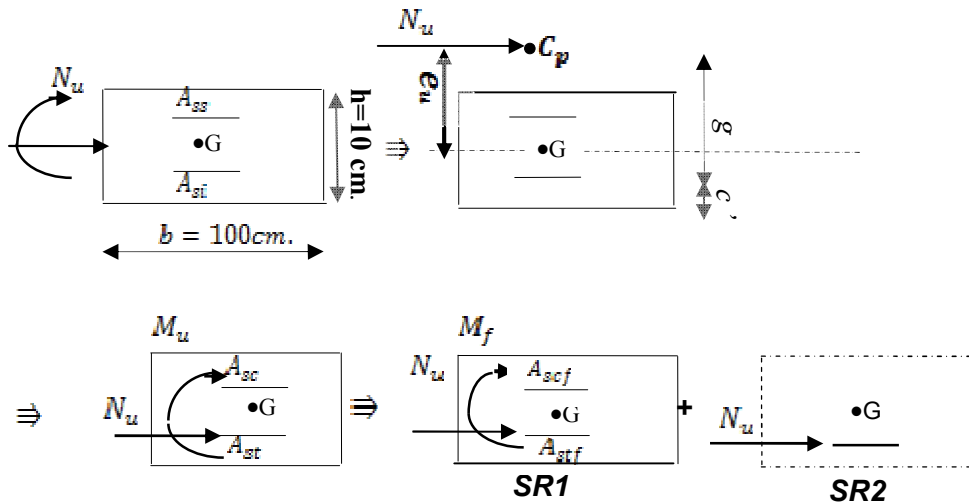
d : la hauteur utile = $h-c=7$ cm.

Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.3981 + \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.4181 = 41.81\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{cm} = 0.02$$



$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ le centre de pression « Cp » se trouve à l'extérieur de la section limitée par les Armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M, puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

Armatures principales :

Section des armatures fictives (en flexion simple) :

$M_{fu} = N_u a$ avec a : distance entre le « Cp » et le centre de gravité « CG » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.944 \text{ KN m.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA; donc les armatures comprimés ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.944 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Section des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_u = A_r - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A-4.2.1/BAEL 91):

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.82 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.82 - 0.445 \times 7}{35.82 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures (Amin).

$$A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement : $St = 100/4 = 25\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

Vérification des espacements :

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

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

On a : $20\text{cm} \leq \min \{20\text{cm}, 25\text{cm}\}$ Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1 / BAEL 91) :

$$\text{La fissuration étant préjudiciable, donc : } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence : Le béton armé est un matériau composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le BAEL (Art.6.2.3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.24 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$ soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$ soit : $S_t = 15 \text{ cm.}$

Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

b) Calcul à L'E.L.S :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 1.675 \text{ KN.} ; e_s = 35.8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm. } e_s = 35.8 > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Section des armatures fictives :

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.675 \times (35.8 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ KN m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.00905 \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \Rightarrow K_1 = 20.21 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/20.21 = 0.049$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{avec: } \eta = 1.6 \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.858 \times 7 \times 201.63} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.52 - \frac{1.675 \times 10}{201.63} = 0.436 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

Vérifications :

Vérification de contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/ BAEL 91) :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.049 \times 201.63 = 9.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91) :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0.60 \times 10^2 \times 10}{2.01 \times 0.858 \times 7} = 49.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées, le ferrailage sera calculé à L'E.L.U et vérifié à L'E.L.S.

1.5. Ferrailage adopté :

Armatures principales :

| M _f (KN.m) | μ _b | β | A _f (cm ²) | A _r (cm ²) | A _{min} | A _{adoptés} | A adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------------------------|----------------|--------|-----------------------------------|--------------------------------------|------------------|----------------------|------------------------------|--------------------|
| 0,944 | 0,013 | 0,9935 | 0,39 | 0,32 | 0,80 | 4HA8 | 2,01 | 25 |

Armatures de répartition :

| A _r calculé (cm ²) | A _r adoptés | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--|------------------------|------------------------------------|--------------------|
| 0,502 | 4HA8 | 2.01 | 15 |

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

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_p w_p$$

Avec :

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

$A = 0.15$ (Zone II_a, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires.

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'élément.

$$w_p = 1.675 \text{KN/ml.}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

\Rightarrow L'acrotère ne sera pas calculée au séisme.

Conclusion :

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

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment

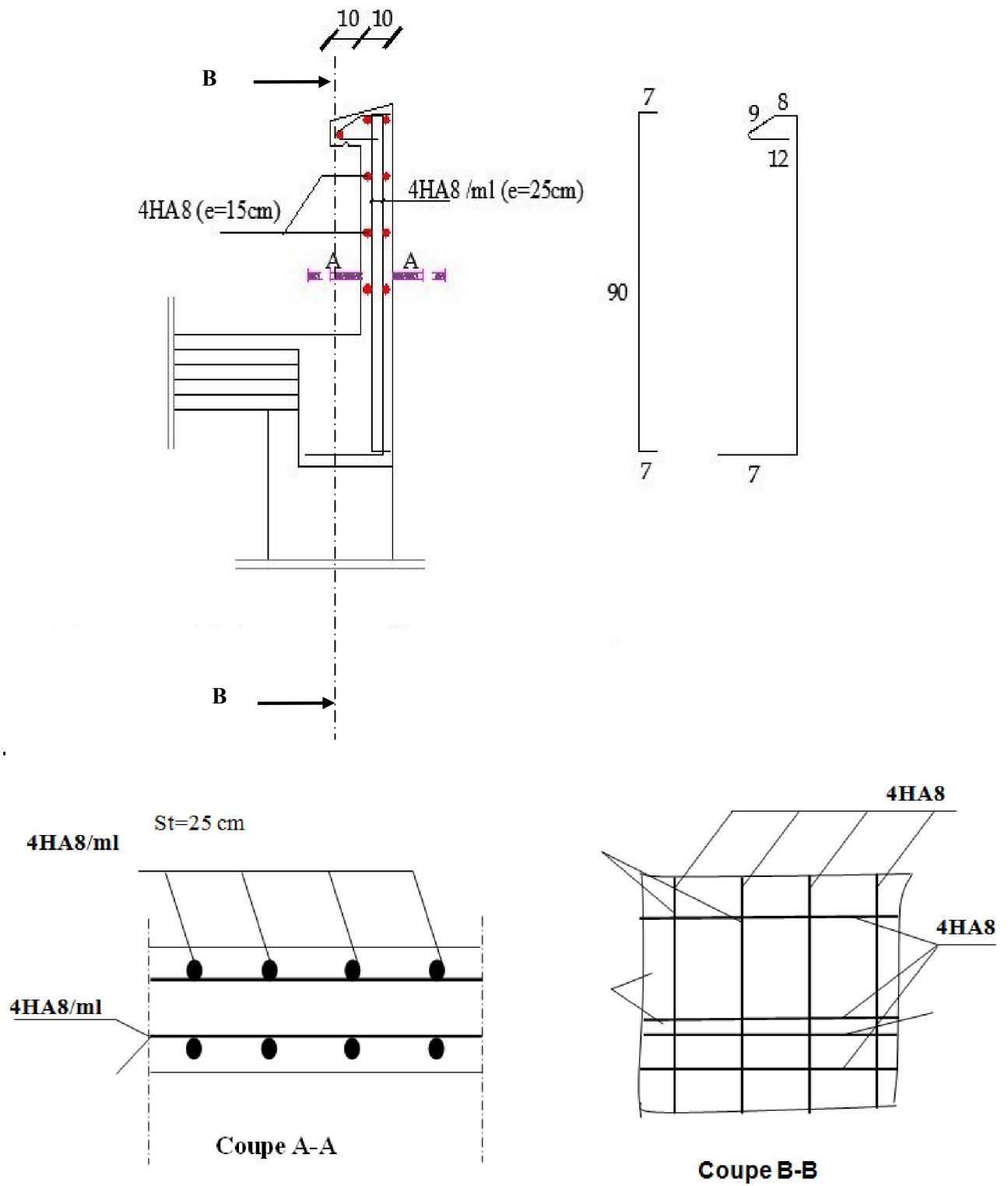


Fig. III.1.4. Plan de Ferrailage de l'acrotère.

2 .Poutre console balcon

Le bâtiment est doté de balcons réalisés en corps creux. Les poutrelles s'appuient sur des consoles que nous allons ferrailer. la console a les dimensions de la poutre principale (25×40) et supportera :

Son poids propre, mortier de pose, revêtement carrelage, le mur en brique sur la longueur de la console, et l'enduit de mortier de ciment et des charges concentrés : le garde-corps en briques et la charge d'exploitation horizontale.

La console reprend sur la moitié du balcon c'est-à-dire $(3.80/2) = 1.54$ m

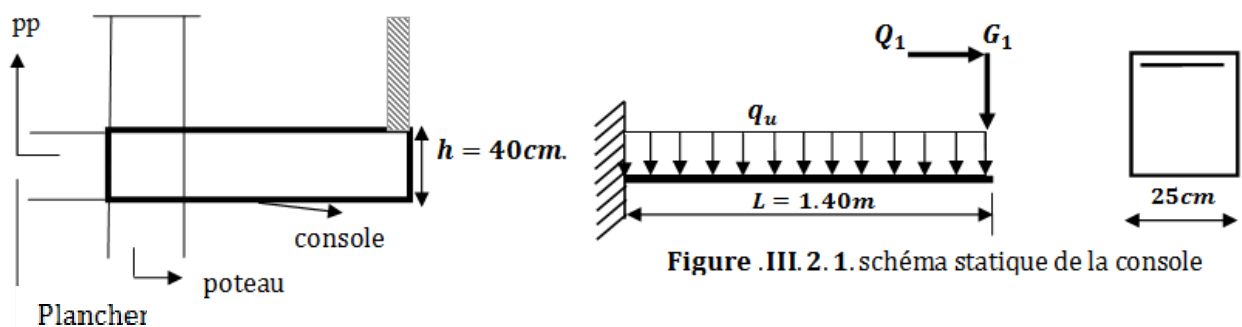


Figure .III. 2. 1. schéma statique de la console

Figure.III. 2. 2. Coupe verticale détaillant la liaison balcon - poutre.

2.3 Détermination des charges et surcharges :

2.3.1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes par (m^2)

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (kN/m ³) | Poids Surfaccique (kN/m ²) |
|----|--------------------------------|---------------|---|--|
| 1 | Cloison en briques | 0.2 | 9 | 1.8 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 3 | Mortier de pose | 0.03 | 22 | 0.66 |
| 4 | Plancher en corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| 5 | Enduit en mortier de ciment | 0.02 | 18.00 | 0.36 |
| 6 | Poids propre de la poutre | 0.4 | 25 | 10 |

Les charges permanentes par mètre linéaire de la console :

| N° | Désignation des éléments | Poids Surfaique (kN/m^2) | Sur une distance de : (m) | Charge permanentes (kN/ml) |
|----|--------------------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Cloison en briques | 1.8 | 2.66 | 4.8 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0.4 | 1.54 | 0.616 |
| 3 | Mortier de pose | 0.66 | 1.54 | 1.02 |
| 4 | Plancher en corps creux (16+4) | 2.85 | 1.54 | 4.38 |
| 5 | Enduit en mortier de ciment | 0.36 | 2.66 | 0.96 |
| 6 | Poids propre de la poutre | 10 | 0.25 | 2.5 |
| | | | | <i>G : 14.3 (kn/m)</i> |

2.3.2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons donnée par le CBA est :

Balcon : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (uniformément répartie)

Garde-corps : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charges concentrés :

Garde-corps d'un mètre de hauteur et le poids de la poutre de chaînage :

$$G_1 = 1 \times 1.54 \times 0.2 \times 9 + (0.2 \times 0.3 \times 1.54 \times 25) = 5.1 \text{ KN}$$

Surcharge horizontale sur le garde-corps : $Q_1 = 1 \times 1.54 \times 1 = 1.54 \text{ KN}$

2.4. combinaison des charges :

$$\blacklozenge \text{ A L'E LU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 14.3 + 1.5 \times 3.5 = 24.55 \text{ KN/m}$$

$$G_u = 1.35G_1 = 6.9 \text{ KN/m}$$

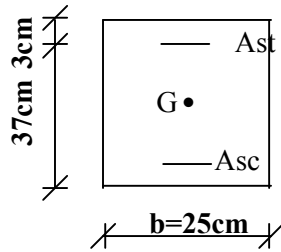
A L'ELS :

$$; q_s = G + Q = 18 \text{ KN/m}$$

$$G_s = G_1 = 5.1 \text{ KN}$$

2.5. Le ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



1. Moments fléchissant et efforts tranchants :

Moments fléchissant :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + G_u \times L + Q_1 \cdot (H+c)$$

$$M_u = \frac{24,55 \times 1,40^2}{2} + 6,9 \times 1,40 + 1,54 \times (1+0,03) = 35,3 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

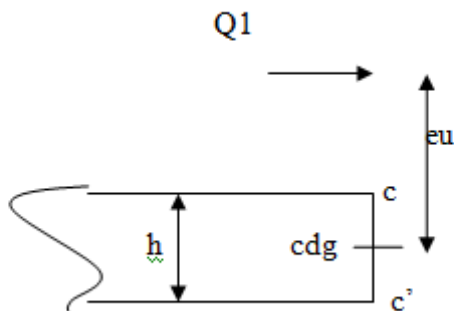
$$V_u = G_u + q_u \times L = 6,9 + 24,55 \times 1,40 = 41,27 \text{ KN.}$$

Effort normal :

$$N_u = Q_1 = 1,54 \text{ KN.}$$

2. Position du centre de pression :

On voit que la charge horizontale Q_1 se situe à 1 m de la fibre la plus tendue et 1.20 m du centre de gravité de la poutre, donc le centre de pression se trouve en dehors des armatures :



$$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve en dehors de la section limitée par les armatures.}$$

L'effort normal Q_1 est un effort de traction d'où la section est partiellement comprimée (S.P.C)

La console sera étudiée en flexion simple sous M_u (le moment créé par Q_1 est incluse dans M_u)

Après la flexion simple, on rajoute l'effet de Q_1 comme effort de traction sur les aciers tendus

Flexion simple

$$\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{35,3 \times 10^6}{250 \times 370^2 \times 14,2}$$

$$\mu_u = 0,072 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{35,3 \cdot 10^3}{0,963 \times 37 \times 348} = 2,84 \text{ cm}^2$$

Calcul en flexion composée :**- Armatures principales :**

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2,84 + \frac{1,54}{348 \times 10^{-1}} = 2,9 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,9 \text{ cm}^2$, soit 3HA14 = 4,62 cm². → Armature finale après vérification à l'ELU et l'ELS

$A_{sc} = 0$, mais la vérification des contraintes nous oblige à prendre :

$$A_{sc} = 3\text{HA}12 \text{ soit : } 3,39 \text{ cm}^2$$

Armatures de montage :

| | Armatures principale | Armatures de secondaires (de montage) |
|------------------------------------|----------------------|--|
| Section trouvée (cm ²) | 2,9 | 0 |
| Armature adopté | 3HA14 | 3H12 |
| Section adoptée (cm ²) | 4,62 | 3,39 |
| Espacement (cm) | 18 | 19 |

Ecartement des armatures transversales :

$$e \leq \min(40\text{cm}, a+10) \leq \min(40\text{cm}, 25+10) \leq 35\text{cm}$$

Nous avons $e = 19\text{cm} \leq 35\text{cm}$ OK

Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\{h/35, \phi_l, b/10\} \leq \min(1.14, 1.4, 2.5) \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8\text{mm}$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre $\phi 8$ une épingle $\phi 8$, donc :

$$A_t = 3\phi 8 = 1,51\text{cm}^2.$$

Ecartement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \leq 33.3\text{cm}$$

on prend $St = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \frac{1,00 \times 400}{25 \times 15} = 1,066 > 0,4\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.Vérification selon le R.P.A (2003) :

D'après le R.P.A2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right) \leq 10 \text{ cm on prend } St = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq h/2 \leq 40/2 \leq 20\text{cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{ok}$$

Selon le R.P.A (2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2.$$

$$A_t = 1,51 > A_t^{\min} = 0,75\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.7. Vérifications ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.11 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times (1.4) \times 2 = 8.8 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.27 \times 10}{0.9 \times 37 \times 18.84} = 0.656 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement

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

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

$$\tau_u = \frac{41.27 \times 10}{25 \times 37} = 0.446 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.8. Vérifications à l'ELS

Combinaison de charge G+Q

$$q_s = G+Q = 18 \text{ KN/m}$$

$$G_s = G_1 = 5.1 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + G_s \times L + Q_1 \cdot (H+c)$$

$$M_u = \frac{18,00 \times 1,40^2}{2} + 5,1 \times 1,40 + 1,54 \times (1+0,03) = 26,36 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} (y_1)$$

$y_1 = 10,57 \text{ cm}$, axe neutre calculé avec l'équation suivante :

$$\frac{b (y_1)^2}{2} + 15A_{sc} (y_1 - c') - 15A_{st} (d - y_1) = 0$$

$I = 61984,93 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de la section homogène // axe neutre)

$$\sigma_{bc} = 4,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque pour le béton comprimé

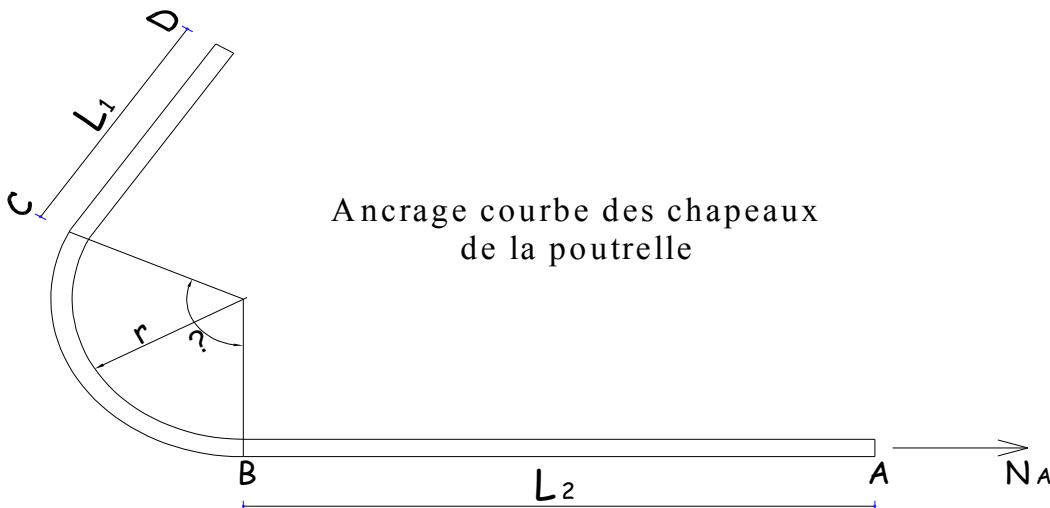
Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{n} f_{tj}), n = 1,6$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ms}{I} (d - y_1) \quad , \quad \text{ nous avons :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 10,57 \text{ cm} \\ (d - y_1) = 37 - 10,57 = 26,43 \text{ cm} \quad \text{et} \quad n \approx 15 \quad \text{et} \quad Ms = 26,36 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 168,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de fissuration



Ancrage courbe des chapeaux de la poutrelle

Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi e}{4 \bar{\tau}_u} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} \approx 50.00 \text{ cm} > \text{à la largeur du poteau} = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{on doit faire un crochet}$$

Calcul du crochet :

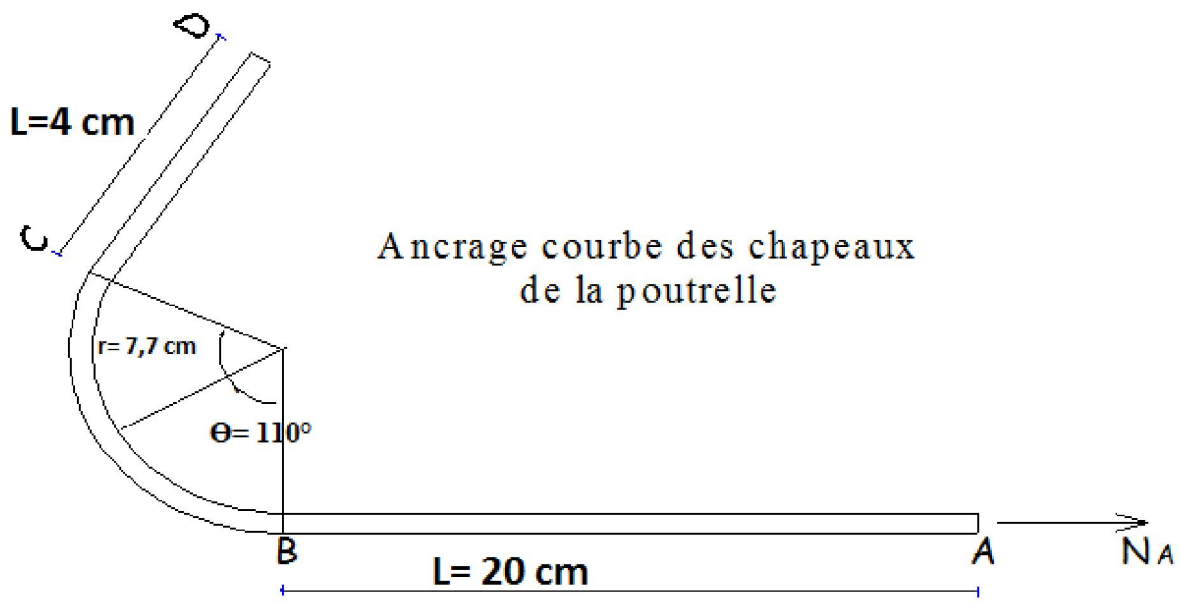
On choisit un angle de $\Theta = 110^\circ$ pour le crochet

$$L_s = \alpha L_1 + L_2 + \beta r, \quad \beta = \frac{e^{(\Theta/\phi)} - 1}{\phi} \longrightarrow \beta = 2.88 \quad \text{avec } \phi = 0.4 \text{ pour béton et acier}$$

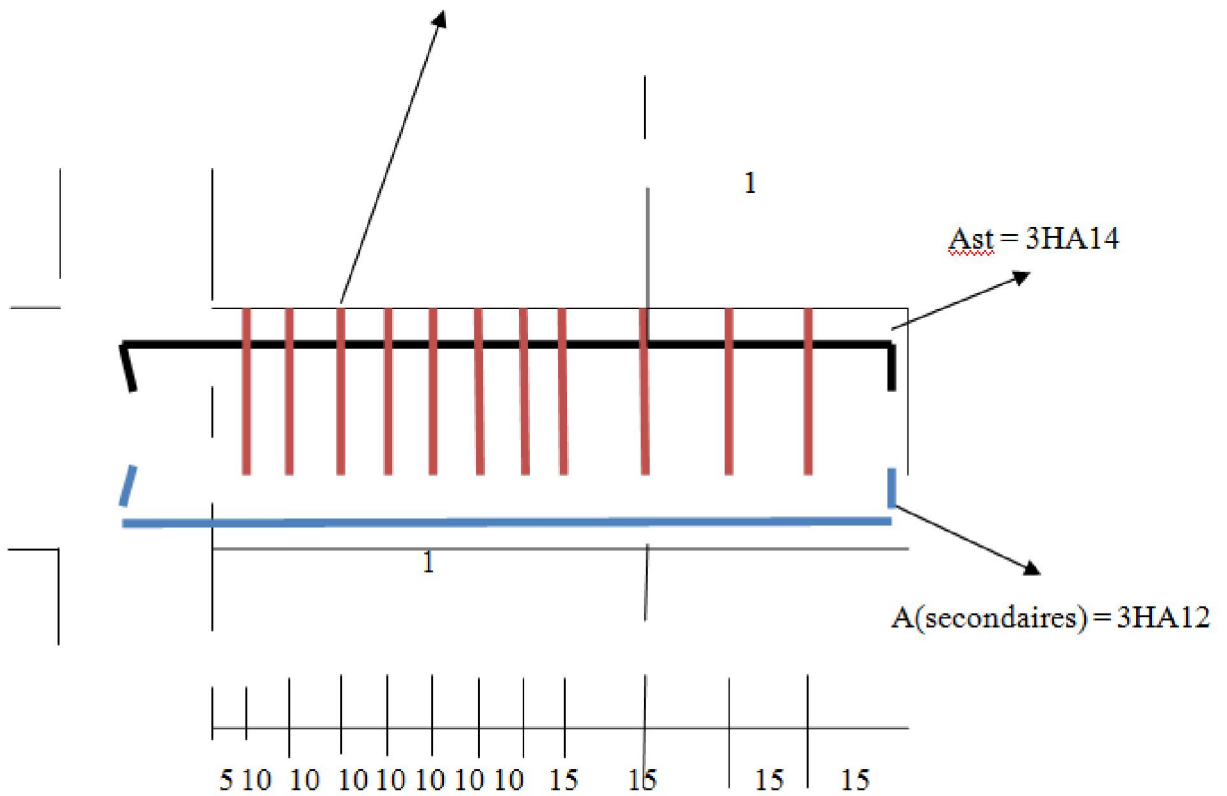
$$; \alpha = e^{(\Theta/\phi)} \quad \alpha = 2$$

$$; r = 5.5\phi \text{ pour HA} \longrightarrow r = 7.7 \text{ cm} \longrightarrow \beta r = 22.176 \text{ cm}$$

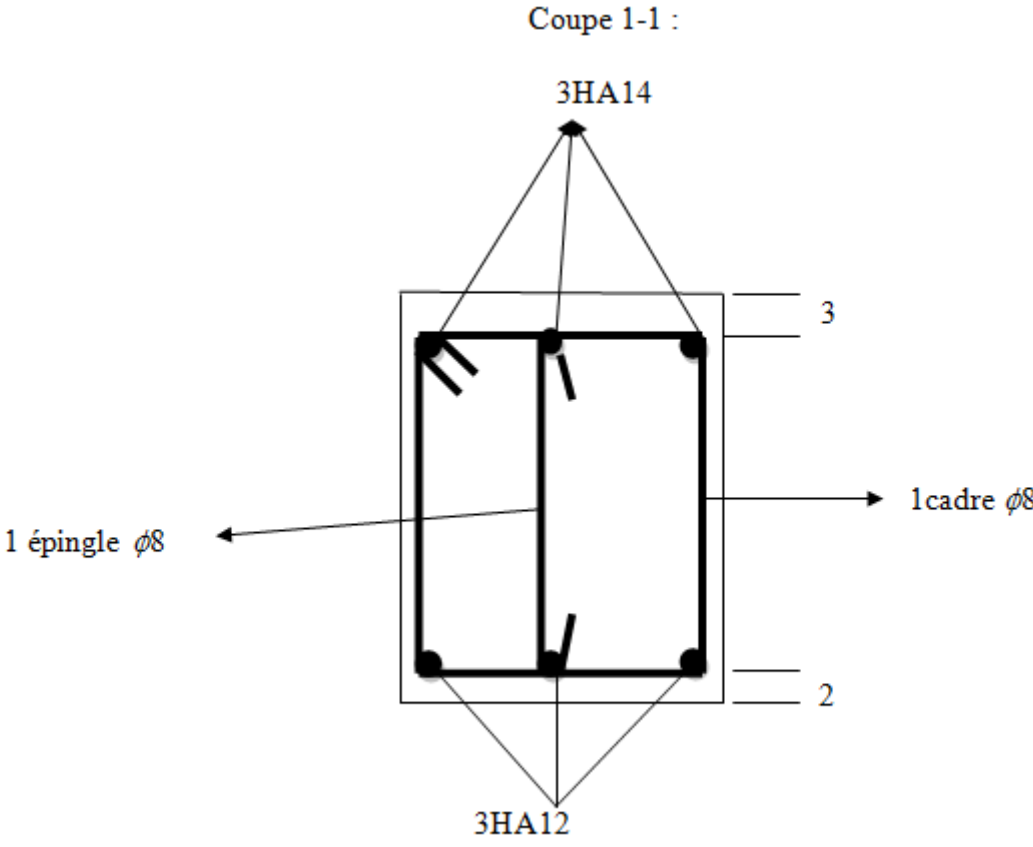
$$\text{Si on prend } L_2 = 20 \text{ cm} \longrightarrow L_1 = (50 - 22.176 - 20)/\alpha \longrightarrow L_1 \approx 4 \text{ cm}$$



(1 Cadre $\phi 8$ + 1 épingles $\phi 8$)



Ferraillage :



3. Porte à faux

3.1. Calcul de la poutre console du porte à faux :

La poutre console a les dimensions de la poutre principale et doit supporter son poids propre, le plancher en corps creux, le mortier de pose, le revêtement carrelage, l'enduit plâtre, le mur extérieure parallèle à la console et une charge concentré à son extrémité du au poids du mur extérieure et le poids de la poutre de chainage de part et d'autre ainsi que les charges d'exploitation.

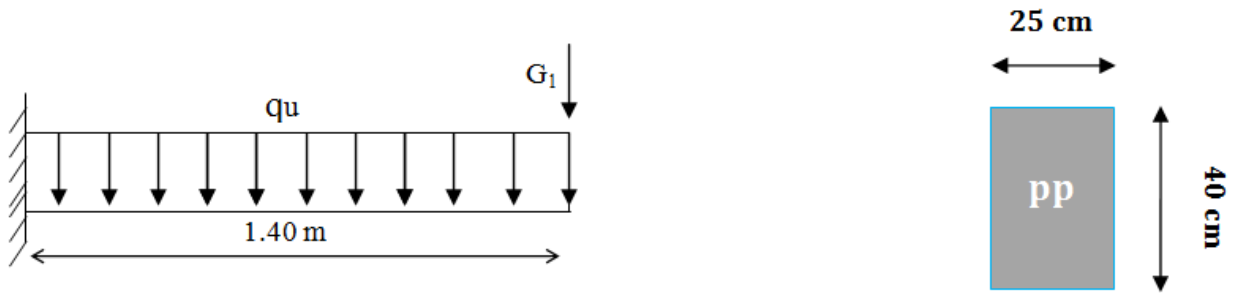


Fig. III.3.1. Schéma Statique

Qu : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G1 : charge concentrée verticale due au mur extérieure et la poutre de chainage (des deux côtés).

La console reprend sur une longueur de (3.05/2) par le côté droit et (3.08/2) par le côté

Gauche donc sur une longueur de 3.065 m

3.2. Charges et surcharges

Les charges permanentes par (m²)

| N° | Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique ρ (kN/m ³) | Poids Surfaccique (kN/m ²) |
|----|--------------------------------|---------------|---|--|
| 1 | Cloison double en briques | 0.2 | 9 | 1.8 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0.02 | 20 | 0.4 |
| 3 | Mortier de pose | 0.03 | 22 | 0.66 |
| 4 | Plancher en corps creux (16+4) | 0.20 | 14.25 | 2.85 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.04 | 10 | 0.40 |
| 6 | Poids propre de la poutre | 0.4 | 25 | 10 |

Les charges permanentes par mètre linéaire de la console :

| N° | Désignation des éléments | Poids Surfaccique (kN/m ²) | Sur une distance de : (m) | Charge permanentes (kN/ml) |
|----|--------------------------------|--|---------------------------|-------------------------------|
| 1 | Cloison double en briques | 1.8 | 2.66 | 4.8 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0.4 | 3.065 | 1.226 |
| 3 | Mortier de pose | 0.66 | 3.065 | 2.023 |
| 4 | Plancher en corps creux (16+4) | 2.85 | 3.065 | 8.73 |
| 5 | Enduit plâtre | 0.40 | 2.66 | 1.064 |
| 6 | Poids propre de la poutre | 10 | 0.25 | 2.5 |
| | | | | <i>G total : 20.34 (kn/m)</i> |

La charge d'exploitation $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2 = 3.5 \times 3.065 = 10.73 \text{ KN/m}$

La charge concentrée revenant aux murs extérieure: $P_1 = (1.20) \times 0.2 \times 2.66 \times 9 = 5.74 \text{ KN}$

La charge concentrée revenant aux poids de la poutre de chainage :

$$P_2 = (0.2 \times 0.3 \times 3.065) \times 25 = 4.6 \text{ KN}$$

$$G_1 = P_1 + P_2 = 10.34 \text{ KN}$$

3.3.Calcul à L'ELU

Charge répartie $1.35G + 1.5Q$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 20,34 + 1,5 \times 10,7) = 43,5 \text{ KN / m}$$

Charge concentré

$$q_{u1} = (1,35 G_1) = 1,35 \times 10.34 = 13.96 \text{ KN}$$

Moments fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = - \left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L \right) = - \left(\frac{43,5 \times 1,40^2}{2} + 13,96 \times 1,40 \right) = -62,17 \text{ KN m}$$

Remarque :

Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 43,5 \times 1,4 + 13,96 = 74,85 \text{ KN}$$

Ferrailage

Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.17 \times 10^6}{250 \times 370^2 \times 14.2} = 0.128 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{62.17 \times 10^3}{0.931 \times 37 \times 348} = 5.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA16+2HA14= 7.1 cm² (il faut prendre en compte la fissuration préjudiciable)

Les armatures de montage : on prend 4HA14

$$A (\text{montage}) = 6,15 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures transversales :

$$e \leq \min (40 \text{ cm}, a+10) \leq \min (40 \text{ cm}, 25+10) \leq 35 \text{ cm}$$

Nous avons e = 5.33 cm ≤ 35 cmOK

Armatures transversales : [BAEL91-Art.A.7.2.2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \{h/35, \phi_l, b/10\} \leq \min (1.14, 1.6, 2.5) \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre $\phi 8$ et deux épingles $\phi 8$, donc :

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Ecartement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \leq 33.3 \text{ cm}$$

on prend St = 15 cm

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 15} = 2,144 > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.Vérification selon le R.P.A (2003) :

D'après le R.P.A2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm}\right) \leq 10 \text{ cm} \text{ on prend } St = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq h/2 \leq 40/2 \leq 20\text{cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{ok}$$

Selon le R.P.A (2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2.$$

$$A_t = 2,01 > A_t^{\min} = 0,75\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3.5.Vérifications ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.11\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.11\text{cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7.1\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la condition de l'adhérence des barres(Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \qquad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times (1.6 + 1.4) \times 2 = 18,84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{74,85 \times 10}{0.9 \times 37 \times 18,84} = 1,19\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement

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

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

$$\tau_u = \frac{74,85 \times 10}{25 \times 37} = 0,809\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.6. Vérifications à l'ELS

Combinaison de charge G+Q

$$q_s = (G + Q) = (20.34 + 10.7) \times 0,25 = 31.04 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 = 10.34 \text{ KN}$$

Moment fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = -\left(\frac{q_s L^2}{2} - q_{s1} L\right) = -\left(\frac{31.04 \times 1.40^2}{2} + 10.34 \times 1.40\right) = -44.9 \text{ KN m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} (y_1)$$

$y_1 = 11,88 \text{ cm}$, axe neutre calculé avec l'équation suivante :

$$\frac{b (y_1)^2}{2} + 15 A_{sc} (y_1 - c') - 15 A_{st} (d - y_1) = 0$$

$I = 90180,26 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de la section homogène // axe neutre)

$$\sigma_{bc} = 5.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Il n'y a pas de risque pour le béton comprimé

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj}), n = 1,6$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \quad , \quad \text{nous avons :}$$

$$\begin{cases} y_1 = 11,88 \text{ cm} \\ (d - y_1) = 37 - 11,055 = 25,12 \text{ cm} \quad \text{et} \quad n \approx 15 \quad \text{et} \quad M_s = 44,9 \text{ KN m} \end{cases}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 187,6 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de fissuration

Longueur de scellement droit :

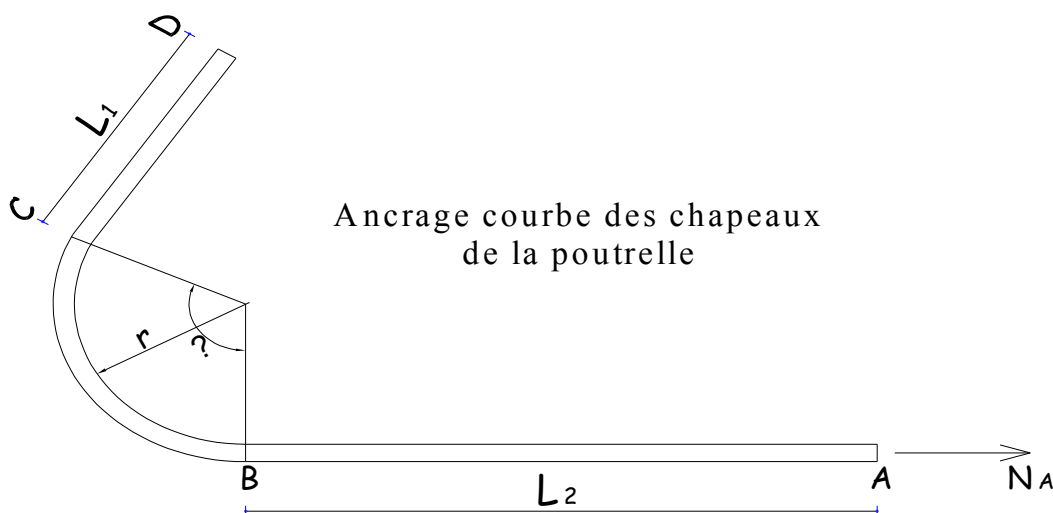
La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi e}{4 \bar{\tau}_u} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} \approx 50.00 \text{ cm} > \text{à la largeur du poteau} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{on doit faire un crochet}$$

Calcul du crochet :

On choisit un angle de $\Theta = 110^\circ$ pour le crochet



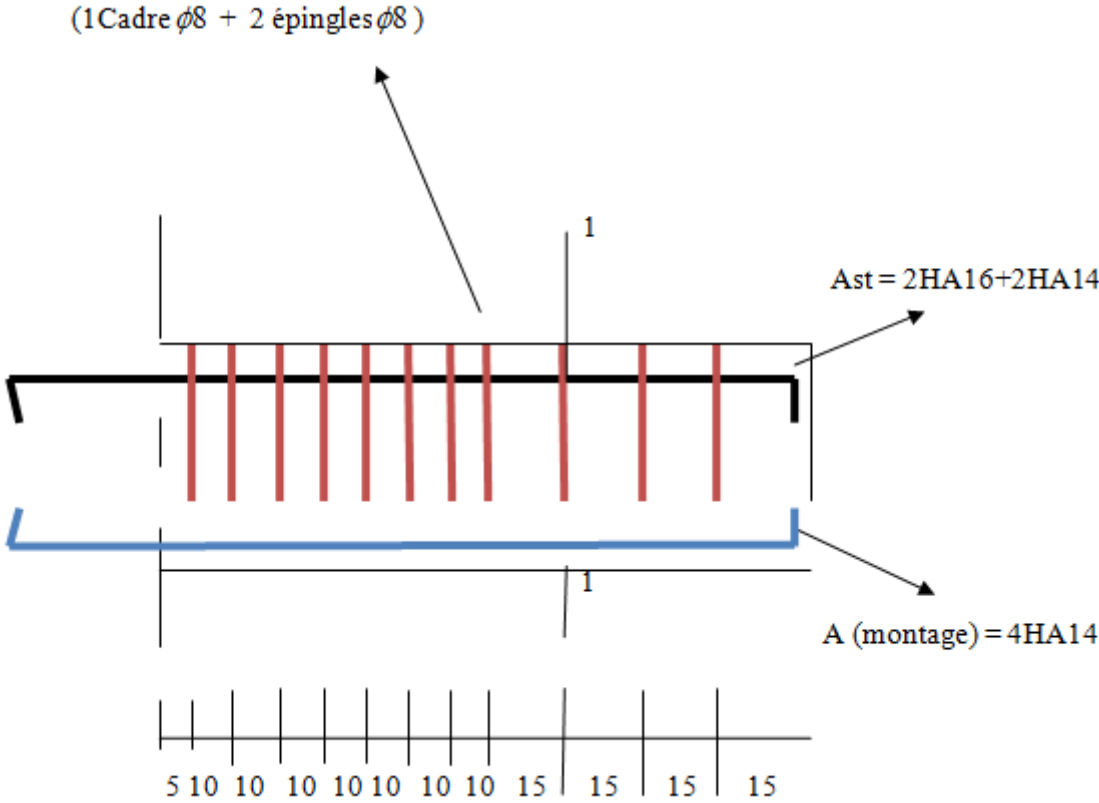
$$L_s = \alpha L_1 + L_2 + \beta r, \quad \beta = \frac{e^{(\Theta_\phi)} - 1}{\phi} \rightarrow \beta = 2.88 \text{ avec } \phi = 0.4 \text{ pour béton et acier}$$

$$; \alpha = e^{(\Theta_\phi)} \quad \alpha = 2$$

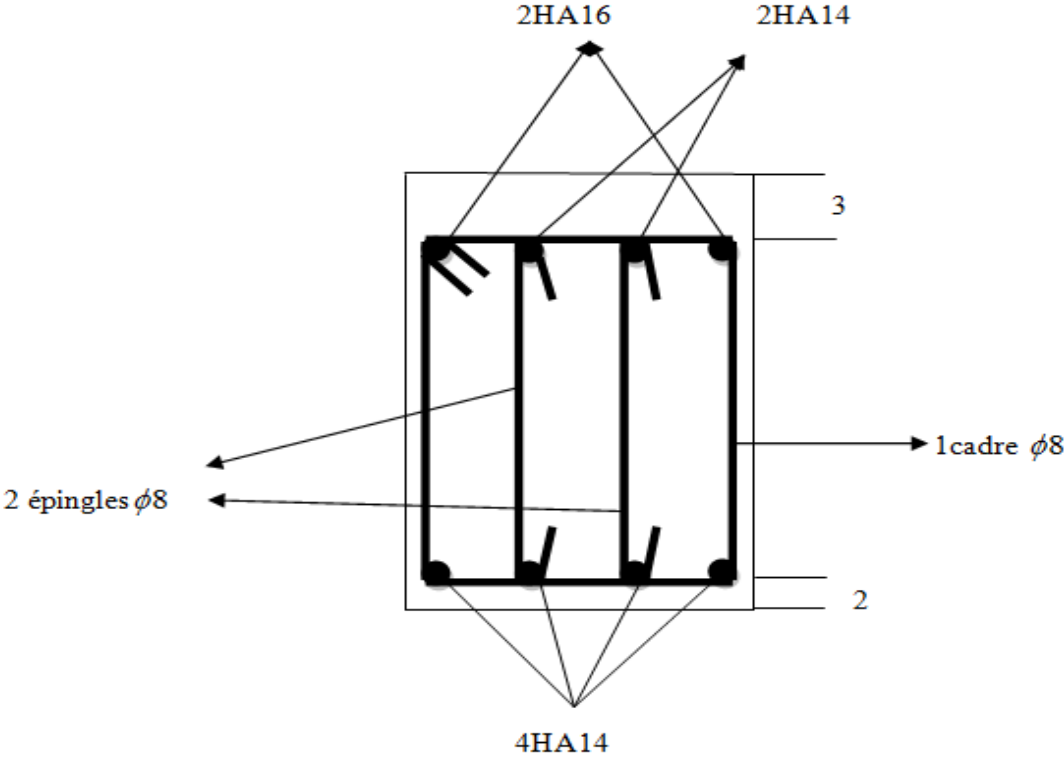
$$; r = 5.5\emptyset \text{ pour HA} \rightarrow r = 8.8 \text{ cm} \rightarrow \beta r = 25.35 \text{ cm}$$

$$\text{Si on prend } L_2 = 20 \text{ cm} \rightarrow L_1 = (50 - 25.35 - 20)/\alpha \rightarrow L_1 \approx 3 \text{ cm}$$

Ferrailage



Coupe 1-1



III.4. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place. Notre structure comporte un escalier droit composé de :

2 volées au niveau pour les deux Entres-sols.

2 volées au niveau pour le RDC.

2 volées au niveau pour l'étage courant.

Il est constitué de paillasse, palier de repos.

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

III.4.1. Terminologie :

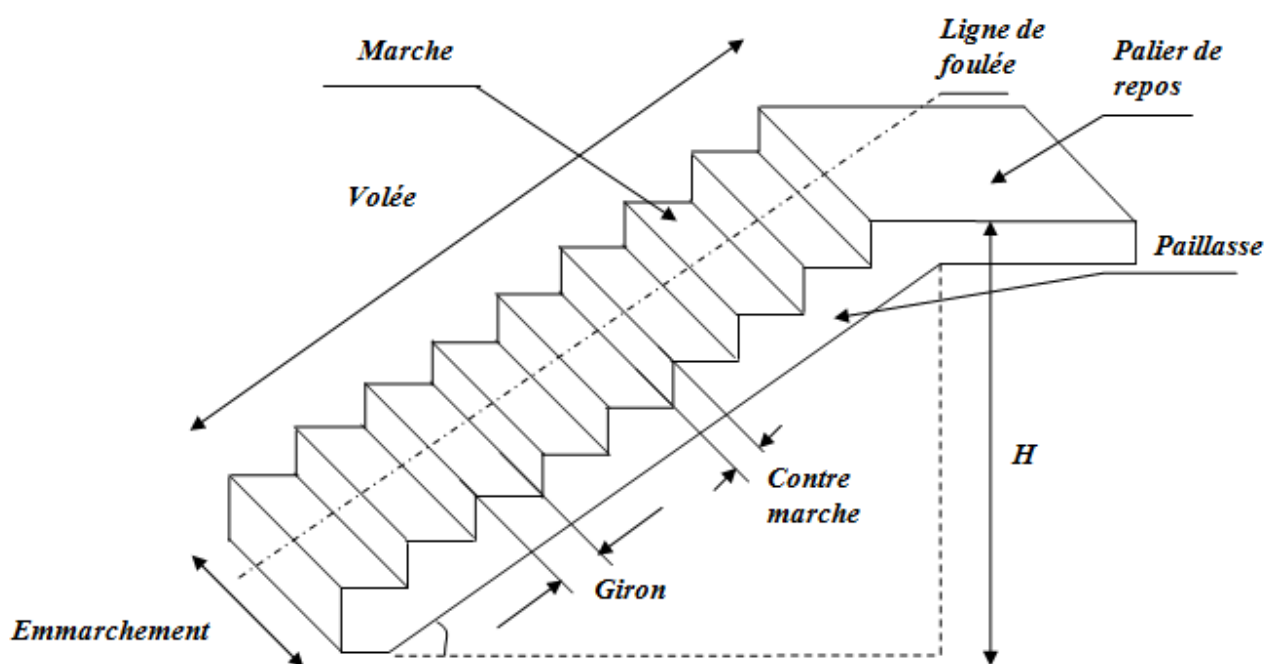


Fig. III.4.1. Principaux termes relatifs à un escalier

III.4.2. Pré dimensionnement de l'escalier :**a. Présentation schématique :**

g : Largeur de la marche.

h : Hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

l : portée de la volée.

l_2 : largeur du palier

l_1 : longueur de la volée projetée.

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le ;sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes $h = 13 \text{ à } 17 \text{ cm}$, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;il y a une valeur constante ,de 28 cm au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59 \text{ à } 64$.

Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

g: nombre de contre marches.

n : nombre de marches

Nous avons :

Hauteur de sous-sol $H=4.08 \text{ m}$.

Hauteur de RDC $H=3.91 \text{ m}$.

Hauteur de l'étage courant $H=3.06 \text{ m}$.

Pour des étages courant

On prend Hauteur de marche : $h = 17$ cm.

Nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 09$$

On prend :

$n = 09$ contres marches pour chaque volée (l'étage courant).

La relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de **BLONDEL**.

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

Pour $h = 17$ cm, on aura : $60 \text{ cm} \leq g + 2(17) \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $g = 30$ cm.

b. Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$g + 2 h = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

On va choisir :

$$g = 30 \text{ cm}$$

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

Pour le RDC

Et on choisir :

$$g = 30 \text{ cm}$$

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

Pour le RDC.

$$\text{Pour la volée } n_1 = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12 \quad n_1 = 12 \quad \text{contres marches pour volée 1}$$

pour la volée 2

$$n_2 = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11 \quad n_2 = 11 \quad \text{contres marches pour volée 2}$$

On prend : $n = n_1 + n_2 = 23$ les contres marches pour RDC.

Pour le sous- sol.

$$\text{Pour la volée } n_1 = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15 \quad n_1 = 15 \quad \text{contres marches pour volée 1}$$

pour la volée 2

$$n_2 = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 09 \quad n_2 = 09 \quad \text{contres marches pour volée 2}$$

On prend : $n = n_1 + n_2 = 24$ les contres marches pour sous -sol.

III.4.2.1. Nombre de contre marches total :

Sous-sol: $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$ contre marches.

RDC : $n = \frac{H}{h} = \frac{391}{17} = 23$ contre marches.

Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contre marches.

III.4.2.2. Nombre de marches total :

Sous -Sol: $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$ marches.

RDC : $m = n - 1 = 23 - 1 = 22$ marches.

Étage courant : $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.

III.4.2.3. Emmarchement:

Sous -Sol : $E = 1.20$ m.

RDC: $E = 1.20$ m.

Etage courant: $E = 1.20$ m.

III.4.2.4. Etude de la volée du Sous-sol :

Notre sous -Sol comporte deux volées, la première avec $n=15$, et la, deuxième avec $n=9$. donc le calcul se fera pour une seule volée.

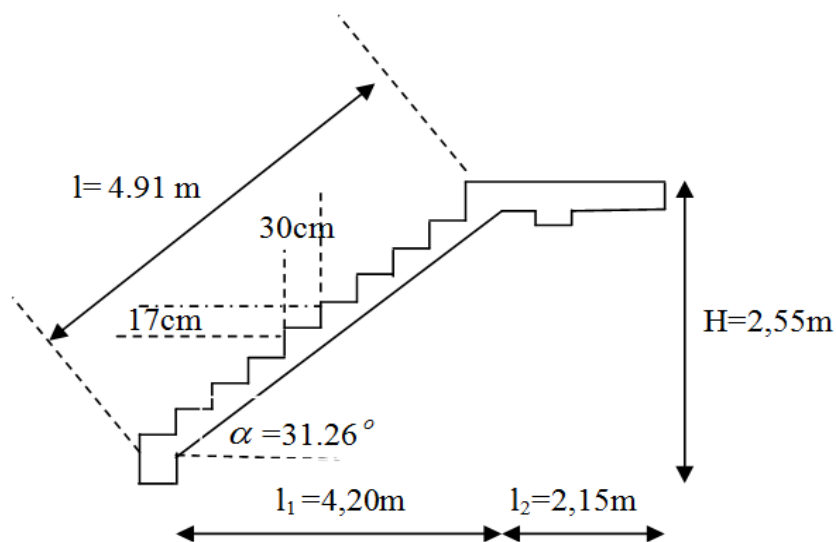


Fig.III.4.3. Coupe verticale de la volée du Sous-sol.

III.4.2.5. Nombre de contre marches :

$n = 15$ contre marches.

III.4.2.6. Nombre de marches :

$m = n - 1 = 15 - 1 = 14$ marches.

III.4.2.7. Dimensionnement de la pailasse:

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

$$l_1 = (n-1)g = (15-1) \times 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{255}{420} = 0,6071 \Rightarrow \alpha = 31,26$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{420}{\cos 31,26} = 491,33 \text{ cm}$$

$$L = l_1 + l_2 = 420 + 215 = 635 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{635}{30} \leq ep \leq \frac{635}{20} \Rightarrow 21,16 \text{ cm} \leq ep \leq 31,75 \text{ cm.}$$

On prend : $ep = 25 \text{ cm.}$

Le palier :

On prend la même épaisseur que la pailasse, donc le palier $e_{\text{palier}} = 25 \text{ cm.}$

III.4.3. Détermination des charges et surcharges :

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

III.4.3.1.Charges permanentes :

Palier :

| Désignation | Épaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|---|---------------|-----------------------------|---------------------------------|
| Carrelage | 0.02 | 20.00 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20.00 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18.00 | 0.36 |
| Dalle en béton armé (palier) | 0.25 | 25.00 | 6.25 |
| Enduit de plâtre | 0.02 | 10.00 | 0.20 |
| | | | $G_{tot} = 7,69 \text{ KN/m}^2$ |
| $Q_{palier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$ | | | |

Tableau III.1.Charges permanents et surcharges revenant au palier

Volée :

| Éléments | Poids propre [KN/m] | |
|------------------------------|---|--------------------|
| Poids propre de la paillasse | $25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.25 / \cos 31.26^\circ$ | 7.31 |
| Poids propre des marches | $25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$ | 2.125 |
| Carrelage | $22 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.40 |
| Mortier de pose | $22 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.44 |
| Couche de sable | $18 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.40 |
| Enduit de plâtre | $10 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.2 |
| Poids propre du garde corps | / | 0.2 |
| | | G paillasse=11.075 |
| | | Q paillasse=2.50 |

Tableau III.2.Charges et surcharges revenant à la volée.

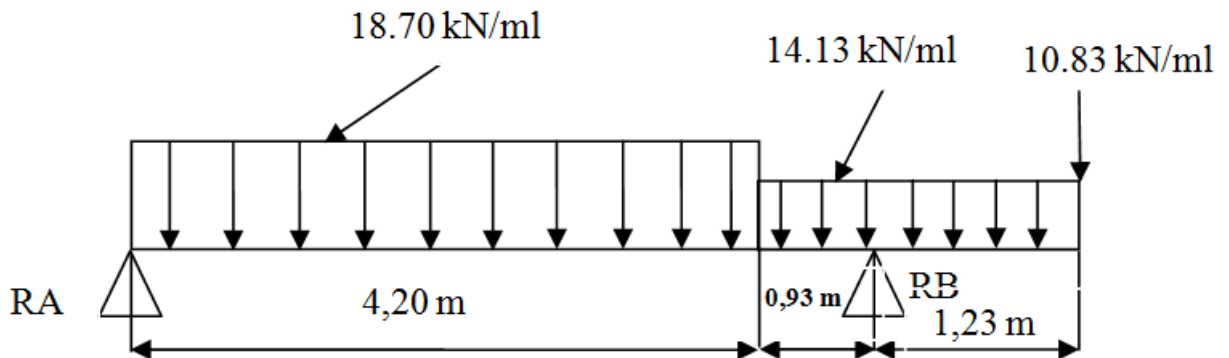
III.4.3.2 combinaison des charges :

A L'E L U :

-paillasse : $qu_1 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 m = (1,35 \times 11,075 + 1,5 \times 2,5) \times 1 m = 18,70 \text{ KN/m}$

- Palier : $qu_2 = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 m = (1,35 \times 7,69 + 1,5 \times 2,5) \times 1 m = 14,13 \text{ KN/m}$

La charge concentrée $qu_3 = 1.35 \times 3.40 \times 1.00 \times 2.36 = 10,83 \text{ KN}$



III.4.4.Calcul à l'E.L.U :

III.4.4.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 18,70 \times 4,20 + 14,13 \times 2,23 + 10,83 = 119,75 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 5,12 = 18,70 \times 4,20 \times \frac{4,20}{2} + 14,13 \times 0,92 \times \left(4,20 + \frac{0,92}{2}\right) + 14,13 \times 1,23 \times \left(5,12 + \frac{1,23}{2}\right)$$

$$+ 10,83 \times 6,35$$

Donc: $R_B = 76,94 \text{ KN}$

$R_A = 42,81 \text{ KN}$

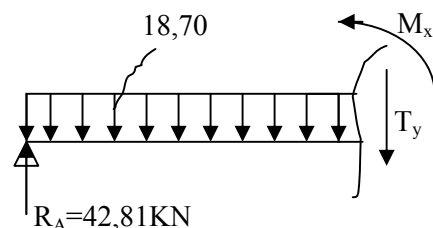
Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,20$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - qu_1 \cdot x$$

$$T(x = 0) = R_A = 42,81 \text{ KN}$$



$$T(x=4,2) = 42,81 - 18,70 \times 4,2 = -35,73 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{42,81}{18,70} = 2,29 \text{ m}$$

$$X = 2,29 \text{ m}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{X^2}{2} = 43,94X - \frac{18,70}{2} X^2$$

$$M(x) = 42,81X - 9,35 X^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 & , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 4,2 & , \quad M(x=4,2) = 14,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=2,35) = 42,81 \times 2,29 - 9,35(2,29)^2 = 49,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 49,00 \text{ KN.m.}$$

2^{ieme} tronçon : $4,2 \leq x \leq 5,12$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}(4,2) - q_{u2}(x-4,2)$$

$$T(x=4,2) = 42,81 - 18,7 \times 4,2 = -35,73 \text{ KN} .$$

$$T(x=5,12) = 42,81 - 18,7 \times 4,2 - 14,13(5,12 - 4,2) = -48,73 \text{ KN} .$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 4,2 - q_{u2}x + 4,2q_{u2} = 0.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = (R_A - q_{u1} \times 4,2 + 4,2q_{u2}) / q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = 1,67 \text{ m}$$

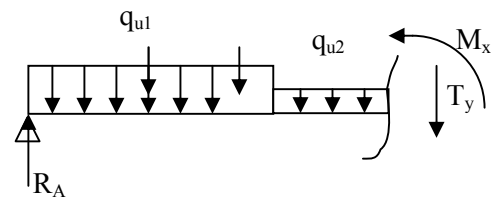
Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 4,2 \left(x - \frac{4,2}{2} \right) - q_{u2} (x - 4,2) \left(\frac{x - 4,2}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 4,2 \times (x - 2,10) - q_{u2} \left(\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 42,81 x - 18,7 \times 4,2 (x - 2,10) - 14,13 \left(\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right).$$

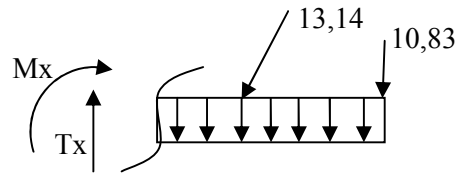
$$\begin{cases} x = 4,2 & , \quad M(x=4,2) & = & 14,87 \text{ KN.m.} \\ x = 5,12 & , \quad M(x=5,12) & = & -23,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,23$

$$T(x) = -10,83 - q_{u2} x$$

$$T(x=0) = -10,83 \text{ KN}$$



Calcul du point du moment max :

$$M(x) = -10,83 x - q_{u2} x \left(\frac{x}{2} \right)$$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) & = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,23 & , & M(x=1,23) & = -24 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et -0,3 pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u \text{ app}} = (0,3) M_{umax} = (-0,3) \times 49,00 = -14,70 \text{ KN.m}$$

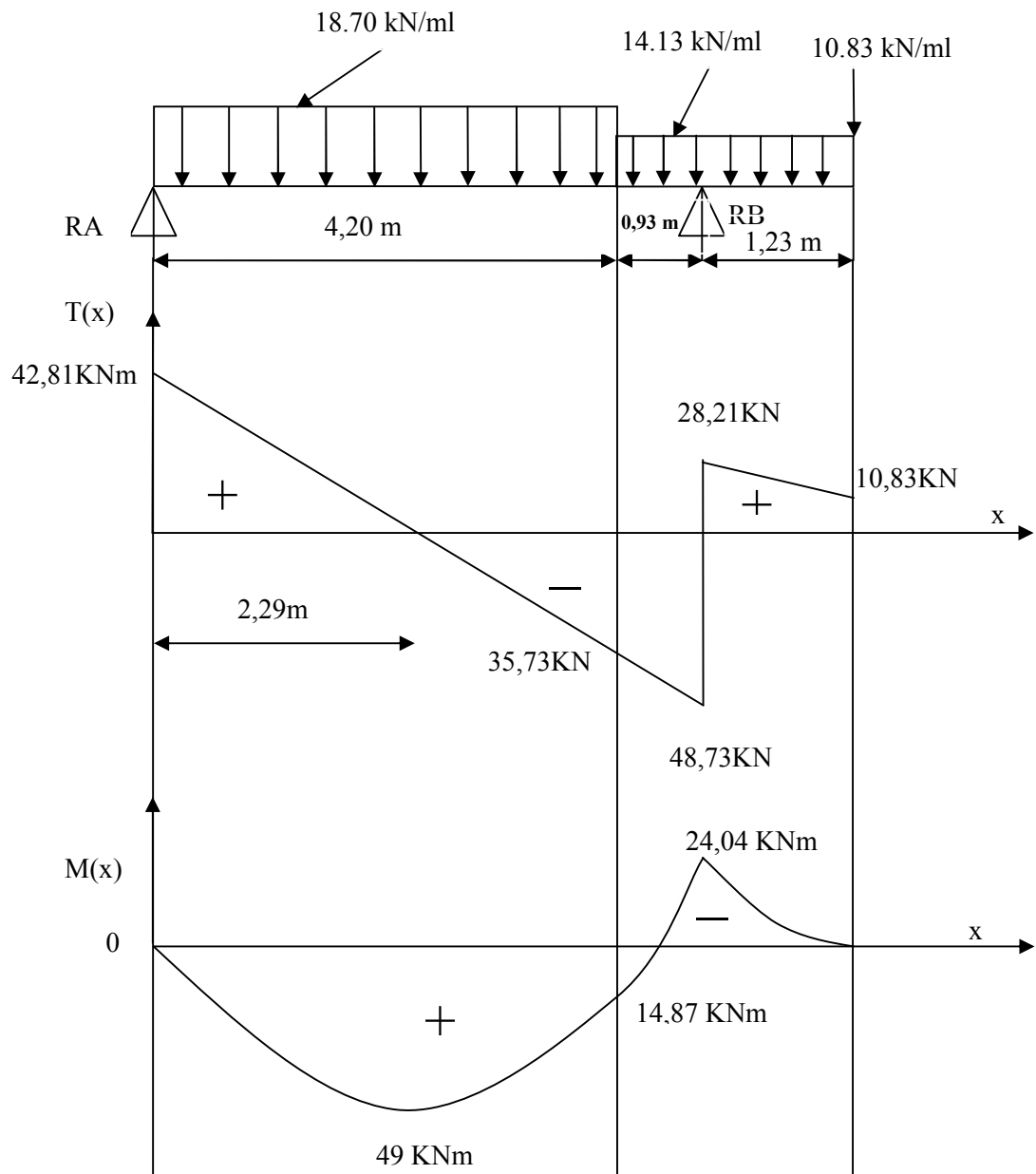
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times 49,00 = 41,65 \text{ KN.m}$$

III.4.4.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.

| | Expression | Moment [KNm] |
|-----------------------------|-----------------------|---------------|
| Moment aux appuis [M_a] | (-0.3) x 49,00 | -14,70 |
| Moment en travée [M_t] | (0.85) x 49,00 | 41,65 |



FERRAILLAGE:

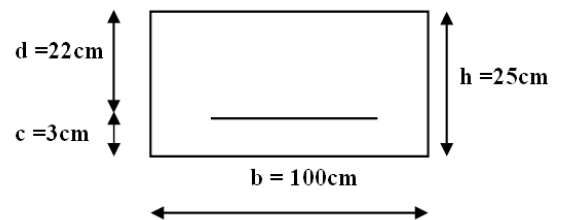
Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

$b = 100 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$. $h = 25 \text{ cm}$

1. Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$M_U^a = 14,70 \text{ KN.m}$$



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

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{14,70 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,021$$

$$\mu_b = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

\Rightarrow La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,9895$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{14,70 \times 10^3}{0,9895 \times 22 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 2,04 \text{ cm}^2, \text{ Soit } \mathbf{5HA10/ml} = \mathbf{3.93 \text{ cm}^2/ml}. \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

En travée :

$$M_u^t = 41,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{41,65.10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu_b = 0,0606 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0606 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{41,65.10^3}{0,969 \times 22 \times 348} = 5,61 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 5,9 \text{ cm}^2, \text{ Soit } \mathbf{5 HA 14} = \mathbf{7.69 \text{ cm}^2/ml} \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

2. Armatures de répartition :

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{A_r} = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm.}} \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}. \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

| Zone | M _u (KN .m) | μ _b | B | A _{Scalculée} (cm ²) | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|------------------------|----------------|---------------|--|----------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Appuis | 14,70 | 0,021 | 0,9895 | 1,94 | 5HA10 | 3,92 | 20 |
| Travée | 41,65 | 0,060 | 0,969 | 5,61 | 5HA14 | 7,69 | 20 |

Armatures de répartition :

| Zone | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|----------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Appuis | 4HA8 | 2.01 | 25 |
| Travée | 4HA8 | 2.01 | 25 |

III.4.4.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

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

$$A_s \geq 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2.$$

A_{appuis} = 3,92 cm² > 2,65 cm² **condition vérifiée.**

A_{travée} = 7,69 cm² > 2,65 cm² **condition vérifiée.**

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{48,73 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0,22 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{\min} = \min \{0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{\min} = \min \{3,26 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

τ_u = 0,22 MP_a < 3,26 MPa **condition vérifiée.**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

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

$$\overline{V_u} = 0,4 \times 25.10^3 \times 0,9 \times 0,22 \times \frac{1}{1,15} = 1721,74 \text{ KN.}$$

$T_u = 48,73 \text{ KN} < T_u \text{ max} = 1721,74 \text{ KN} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

b) Influence sur les aciers :

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(48,73 \times 10^3 - \frac{14,7 \times 10^6}{0,9.220} \right) = -73,35 \text{ mm}$$

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

► Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [BAEL 91/ART A.6.1, 3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum u_i}$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 22,00 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,73.10^3}{0,9 \times 220 \times 220} = 1,12 \text{ MPa}$$

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

$1,12 < 3,15 \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

$$\overline{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \dots \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 1.0 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm.} \qquad \Rightarrow l_s = 35,30 \text{ cm.}$$

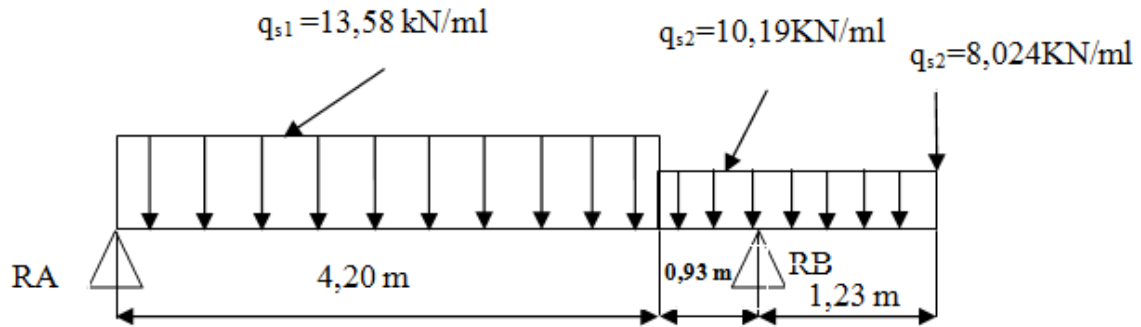
$$\emptyset = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 49,38 \text{ cm.} \qquad \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm.}$$

III.4.5.Calcul à l'E.L.S :

-paillasse : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (11,075 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13,58 \text{ KN/m}$

- Palier : $q_{s2} = G + Q \times 1 \text{ m} = (7,69 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,19 \text{ KN/m}$

La charge concentrée $q_{u3} = 3.40 \times 1.00 \times 2.36 = 8,024$



III.4.5.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13,58 \times 4,20 + 10,19 \times 2,15 + 8,024 = 86,97 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 5,12 = 13,58 \times 4,20 \times \frac{4,20}{2} + 10,19 \times 2,15 \times \left(4,20 + \frac{2,15}{2} \right) + 8,024 \times 6,35$$

Donc: $R_B = 55,92 \text{ KN}$

$$R_A = 31,07 \text{ KN}$$

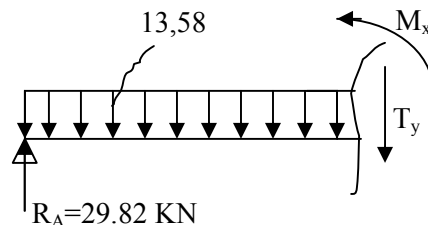
Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 4,20$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T(x = 0) = R_A = 31,07 \text{ KN}$$



$$T(x = 4,2) = 31,07 - 13,58 \times 4,2 = 29,82 - 57,04 = -25,97 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{31,07}{13,58} = 2,29 \text{ m}$$

$$X = 2,29 \text{ m}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 29,82 \cdot x - \frac{13,58}{2} x^2$$

$$M(x) = 31,07 x - 6,79 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 4,2 \quad , \quad M(x=4,2) = 10,72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=2,29) = 31,07 \times 2,29 - 6,79(2,29)^2 = 35,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 35,54 \text{ KN.m.}$$

2^{ieme} tronçon : $4,2 \leq x \leq 5,12$.

$$T(x) = R_A - q_{s1}(4,2) - q_{s2}(x-4,2)$$

$$T(x=4,2) = 31,07 - 13,58 \times 4,2 = -25,97 \text{ KN}.$$

$$T(x=5,12) = 31,07 - 13,58 \times 4,2 - 10,19(5,12 - 4,2) = -35,34 \text{ KN}.$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \times 2,4 - q_{s2}x + 2,4q_{s2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = (R_A - q_{s1} \times 4,2 + 2,4q_{s2}) / q_{s2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = 1,65$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 4,2 \left(x - \frac{4,2}{2} \right) - q_{s2}(x-4,2) \left(\frac{x-4,2}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 4,2 \times (x - 2,10) - q_{s2} \left(\frac{(x-4,2)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 31,07 x - q_{s1} \times 4,2(x - 2,10) - 10,19 \left(\frac{(x-4,2)^2}{2} \right).$$

$$M(x=4,20) = 31,07 \times 4,20 - 13,58 \times 4,20(4,20 - 2,10) - 10,19 \left((4,20 - 4,2) \frac{(4,20 - 4,2)}{2} \right)$$

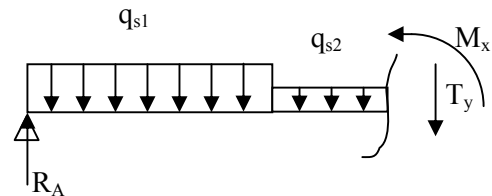
$$= 10,72 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4,20) = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$M(x=5,12) = 31,07 \times 5,12 - 13,58 \times 4,20(5,12 - 2,10) - 10,19 \left((5,12 - 4,20) \frac{(5,12 - 4,20)}{2} \right) = -17,48$$

KN.m

$$M(x=5,12) = -17,48 \text{ KN.m}$$

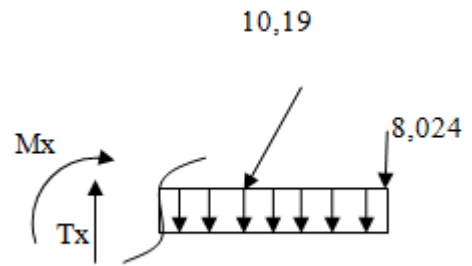


3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,23$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = 8,024 + q_{u2} x$$

$$T(x=0) = 8,024 \text{ KN} .$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = -8,024 x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -8,024 x - 5,095 x^2 .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,23 \quad , \quad M(x=1,23) = -17,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{S \text{ app}} = (0,3) M_{max} = (-0,3) \times 35,54 = -10,66 \text{ KN.m}$$

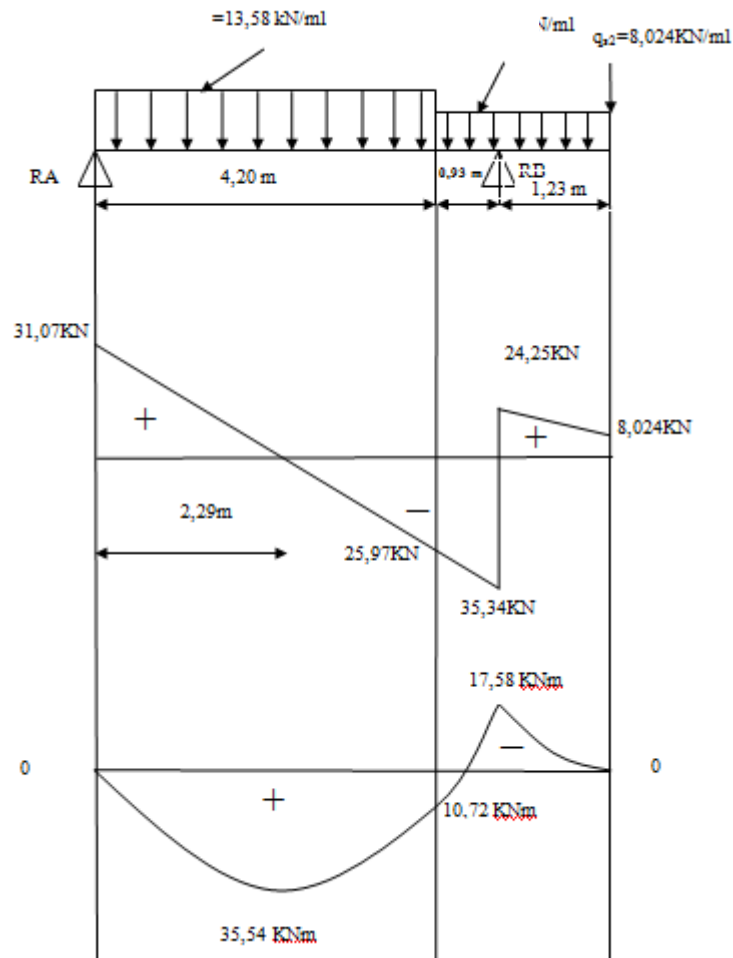
Le moment en travée :

$$M_{S \text{ t}} = (0,85) M_{max} = (0,85) \times 35,54 = 30,21 \text{ KN.m}$$

III.4.5.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.

| | Expression | Moment [KNm] |
|---------------------------|-----------------------|--------------|
| Moment aux appuis $[M_a]$ | $(-0.3) \times 35,54$ | -10,66 |
| Moment en travée $[M_t]$ | $(0.85) \times 35,54$ | 30,21 |



III.4.5.3. Vérification à l'E.L.

► Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M^s_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,66 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,0155$$

$$\mu_{ua} = 0,0155 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0155 \longrightarrow \beta_1 = 0,8267$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10,66 \cdot 10^3}{0,8267 \cdot 22 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée :

$$\mu_{lt} = \frac{M_{st}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{30,21.10^3}{100 \times 22^2 \times 14,2} = 0,0439$$

$$\mu_{lt} = 0,0439 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{lt} = 0,0439 \longrightarrow \beta = 0,7638$$

$$A_{st} = \frac{30,21.10^3}{0,7638.22.348} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

VII -3 -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 22} = 0,349$$

Interpolation :

$$\frac{0,351 - 0,349}{0,351 - 0,342} = \frac{0,908 - \beta_1}{0,908 - 0,909}$$

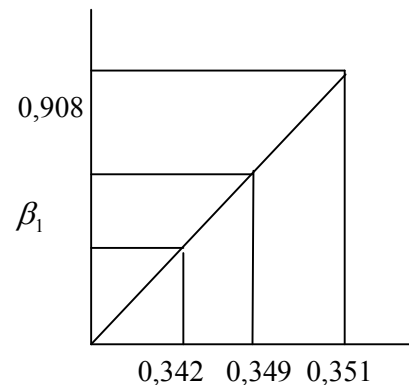
$$\beta_1 = 0,9082$$

$$\alpha_1 = 3(1 - \beta_1) \quad \text{-----} \blacktriangleright \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$K = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_s} = \frac{30,21 \times 10^6}{0,9082 \times 22 \times 7,69 \times 10^3} = 196,62 \text{ MPa}$$

$$K.\sigma_s = 4,91 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 22} = 0,178 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 0,9313 \\ \beta = 0,017 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,35 \times 10^6}{0,9313 \times 22 \times 3,92} = 132,73 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 2,25 < 15 \text{ MPa}$$

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

► État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

$\eta = 1,6$ pour les H.A

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 22} = 0,349$$

$$\rho = 0,349. \Rightarrow \beta = 0,9082$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{30,21 \times 10^6}{0,9082 \times 22 \times 7,69 \times 10^3} = 196,62 \text{ MPa} \quad \sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

► Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

$$h = 25 \text{ cm} \quad ; \quad L = 512 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 30,21 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{13,58 \times 5,12^2}{8} = 44,49 \text{ KNm}$$

$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 11.605 \text{ KN/m.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{512} = 0.0488 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0488 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,21}{10 \times 44,49} = 0.0679 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 22} = 0.00349 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{(BAEL 91/ Art B.6.5.2)}$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l' ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

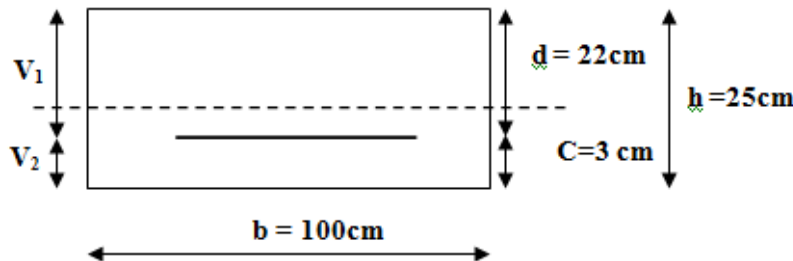
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{512}{500} = 1,024 \text{ cm}$$



Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique. } B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 25 + 15 \times 7.69 = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 22 = 33787,7 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{33787,7}{2615,35} = 12,92 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,92 = 12,08 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100(12,92^3 + 12,08^3)}{3} + 15 \times 7.69 \times (12,08 - 3)^2 = 140159,52 \text{ cm}^4$$

$$If_v = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3\frac{b}{d})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 22} = 0.00349 \quad \Rightarrow \quad \rho(\%) = 0,349$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00349 \times 348 + 2.1} = 0.472$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) 0.00349} = 2,41$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 \times 140159,52}{1 + 2,41 \times 0.472} = 72128,20 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{30,21 \times 512^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 72128,20} = 1,01 \text{ cm}$$

Donc :

$$f_v < \bar{f} = 1,024 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.Étude de la volée de RDC:

Notre RDC comporte deux volées, deux identiques avec n=9, et la troisième (volée intermédiaire) avec n=6. donc le calcul se fera pour une seule volée.

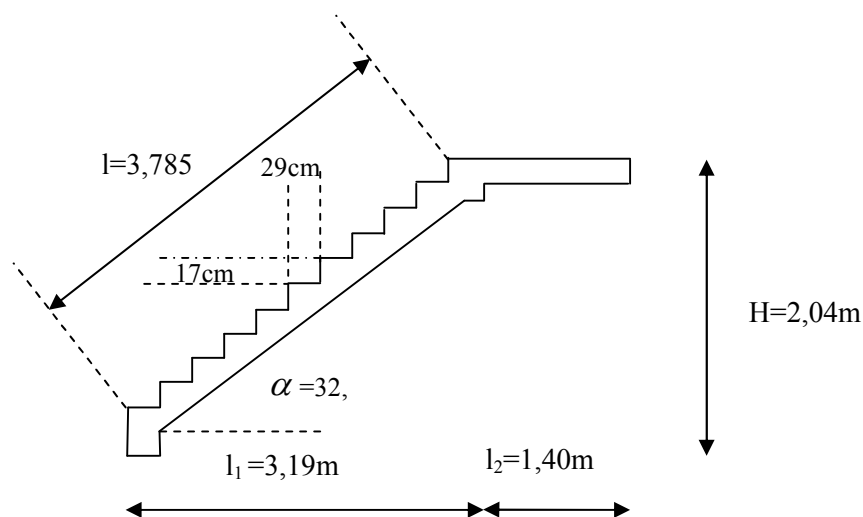


Fig.III.4.4.Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.4.6.1.Nombre de contre marches :

$$n = \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches.}$$

III.4.6.2.Nombre de marches :

$$m = n-1 = 12-1 = 11 \text{ marches.}$$

III.4.6.3. Dimensionnement de la paillasse

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

$$l_1 = (n-1)g = (12-1) \times 29 = 319 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{204}{319} = 0,639 \Rightarrow \alpha = 32,58^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{319}{\cos 32,58} = 378,57 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L = l_1 + l_2 = 319 + 140 = 459 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{459}{30} \leq ep \leq \frac{459}{20} \Rightarrow 15,30 \text{ cm} \leq ep \leq 22,95 \text{ cm.}$$

On prend : $ep = 18 \text{ cm.}$

Le palier :

On prend la même épaisseur que la paillasse, donc le palier $e_{\text{palier}} = 18 \text{ cm.}$

III.4.7. Détermination des charges et surcharges :

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

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.7.1. Charges permanentes :

Palier :

| Désignation | Épaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|-------------------------------------|---------------|-----------------------------|---|
| Carrelage | 0.02 | 22.00 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20.00 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18.00 | 0.36 |
| Dalle en béton armé (palier) | 0.18 | 25.00 | 4.50 |
| E Enduit de ciment | 0.02 | 18.00 | 0.36 |
| | | | $G_{\text{tot}} = 6,06 \text{ KN/m}^2$ |
| | | | $Q_{\text{palier}} = 2,50 \text{ KN/m}^2$ |

Tableau III.1.Charges et surcharges revenant au palier.

Volée :

| Éléments | Poids propre [KN/m] | |
|------------------------------|---|-------------------|
| Poids propre de la paillasse | $25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.18 / \cos 32.58^\circ$ | 5.34 |
| Poids propre des marches | $25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$ | 2.125 |
| Carrelage | $22 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.44 |
| Mortier de pose | $20 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.40 |
| Couche de sable | $18 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.36 |
| Enduit en ciment | $18 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.36 |
| poids propre du garde corps | / | 0.20 |
| | | G paillasse=9.225 |
| | | Q paillasse=2.50 |

Tableau III.2 .Charges et surcharges revenant à la volée

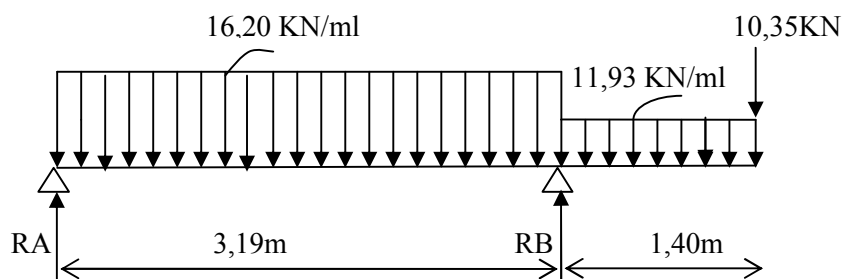
III.4.7.2.combinaison des charges :

A L' E L U :

- La paillas: $qu_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,225 + 1,5 \times 2,5 = 16,20 \text{ KN/ml}$

-palier $qu_2 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,06 + 1,5 \times 2,5 = 11,93 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée $qu_3 = 1.35 \times 3,25 \times 1.00 \times 2.36 = 10,35$



III.4.8.Calcul à l'E.L.U :

III.4.8.1.Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F=0 \Rightarrow R_A + R_B = 16,20 \times 3,19 + 11,93 \times 1,4 + 10,35 = 78,73 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,19 = 16,20 \times 3,19 \times \frac{3,19}{2} + 11,93 \times 1,4 \times \left(3,19 + \frac{1,4}{2} \right)$$

Donc: $R_A = 17,64 \text{ KN}$

$$R_B = 61,09 \text{ KN}$$

Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 3,19$:

Efforts tranchants :

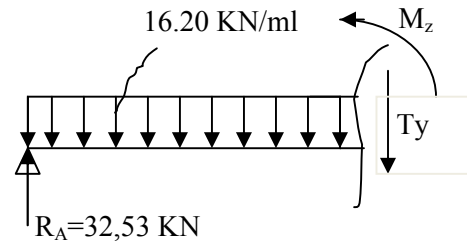
$$T(x) = R_A - q_{ul} \cdot x$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A = 17,64 \text{ KN}$$

$$T(x=3,19) = 17,64 - 16,20 \times 3,19 = -34,04 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{ul} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{ul} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{ul}} = \frac{17,64}{16,20} = 1,09$$

$$X = 1,09 \text{ m}$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A X - q_{ul} \frac{x^2}{2} = 32,53x - \frac{16,20}{2} x^2$$

$$M(x) = 17,64x - 8,10 x^2$$

$$X = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 3,19 \quad , \quad M(x=3,19) = -26,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=) = 17,64 \times 1,09 - 8,10(1,09)^2 = 9,60 \text{ KN.m}$$

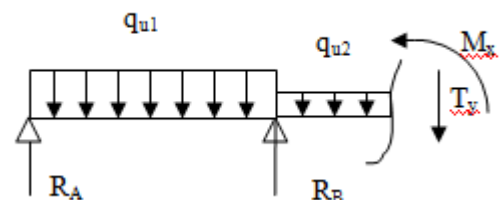
$$M_{\max} = 9,60 \text{ KN.m}$$

2^{ieme} tronçon : $3,19 \leq x \leq 4,59$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} (3,19) - q_{u2}(x-3,19) + R_B$$

$$T(x=3,19) = 17,64 - 16,20 \times 3,19 + R_B = 27,05 \text{ KN}$$

$$T(x=4,59) = 17,64 - 16,20 \times 3,19 - 11,93(4,59 - 3,19) + R_B = 10,35 \text{ KN}$$



Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 3,19 \left(x - \frac{3,19}{2} \right) - q_{u2} (x - 3,19) \left(\frac{x - 3,19}{2} \right) + R_B (x - 3,19).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 3,19 \times (x - 1,595) - q_{u2} \left(\frac{(x - 3,19)^2}{2} \right) + R_B (x - 3,19).$$

$$M(x) = 17,64x - 16,2 \times 3,19(x - 1,595) - 11,93 \left(\frac{(x - 3,19)^2}{2} \right) + 61,09 (x - 3,19).$$

$$M(x) = 17,64 \times 3,19 - 3,19 \times 16,20(3,19 - 1,595) - 11,93 \left((3,19 - 3,19) \frac{(3,19 - 3,19)}{2} \right) + 61,09 (3,19 - 3,19)$$

$$= -26,15 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,19) = -26,15 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 17,64 \times 4,59 - 3,19 \times 16,20(4,59 - 1,595) - 11,93 \left((4,59 - 3,19) \frac{(4,59 - 3,19)}{2} \right) + 61,09 (4,59 - 3,19)$$

$$= 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=4,59) = 0 \text{ KN.m}$$

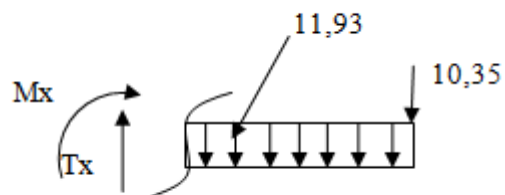
Vérification

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,40$.

Efforts tranchants

$$T(x) = -10,35 - q_{u2} x$$

$$T(x=0) = -10,35 \text{ KN} .$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = 10,35 x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 10,35 x - 5,965 x^2 .$$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,4 & , & M(x=1,4) = -26,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et -0,3 pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 26,18 = -7,85 \text{ KN.m}$$

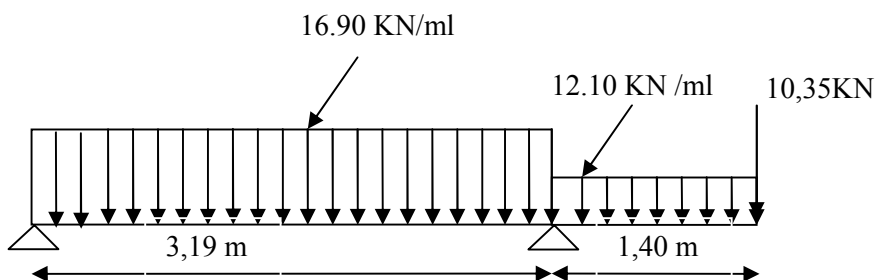
Le moment en travée :

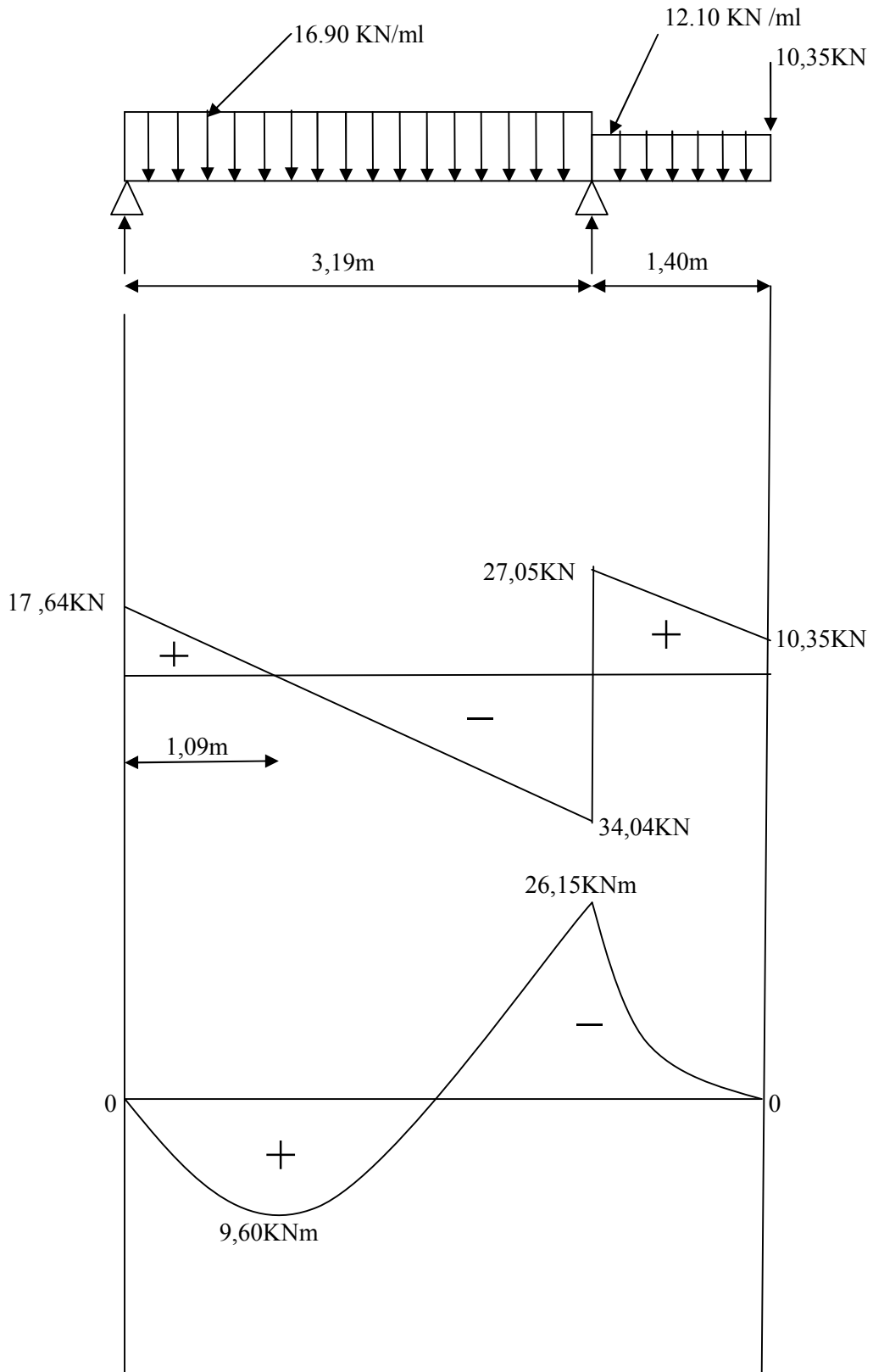
$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 26,18 = 22,25 \text{ KN.m}$$

III.4.8.2.Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.

| | Expression | Moment [KNm] |
|-----------------------------|-----------------------|--------------|
| Moment aux appuis [M_a] | (-0.3) x 26,18 | -7,85 |
| Moment en travée [M_t] | (0.85) x 26,18 | 22,25 |

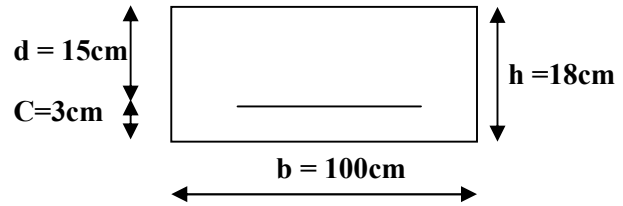




FERRAILLAGE:

le calcul se fera pour une bande de 1m:

$b=100\text{ cm}$, $c=3\text{ cm}$, $d = 15\text{cm}$.



1-Armatures longitudinales :

♦ **En travée :**

$$M_U^t = 22,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,25 \cdot 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,069$$

$$\mu_b = 0,069 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,085 \Rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{22,25 \cdot 10^3}{0,9645 \times 15 \times 348} = 4,42 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4,42 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA14 = 7.69 \text{ cm}^2}. \quad \text{Avec } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

♦ **Aux appuis :**

$$M_u^a = 7,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,85 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7,85 \times 10^3}{0,988 \times 15 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 1,52 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA10 = 3.92 \text{ cm}^2}. \text{ Calcul des armatures: Avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

2-Armatures de répartition :

♦ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } \mathbf{A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit $\mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}$.

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant

Armatures principales :

| Zone | M _u (KN .m) | μ _b | β | A _{Scalculée} (cm ²) | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|------------------------|----------------|---------------|--|----------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Travée | 22,25 | 0,069 | 0,9645 | 4,42 | 5HA14 | 7,69 | 20 |
| Appuis | 7,85 | 0,024 | 0,988 | 1,52 | 5HA10 | 3,92 | 20 |

Armatures de répartition :

| Zone | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|----------------------|---------------------------------------|-----------------|
| Travée | 4HA10 | 3.14 | 25 |
| Appuis | 4HA8 | 2.01 | 25 |

III.4.8.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{appuis}} = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{travée}} = 7,69 \text{ cm}^2 > 1,81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{34,04 \times 10^3}{100 \times 150} = 2,27 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{\min} = \min \{0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{\min} = \min \{3,75 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,27 \text{ MPa} < 3,75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

$$V_{u \max} \leq \overline{V}_U = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V}_U = 0,4 \times 25.10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times \frac{1}{1,15} = 1173,91 \text{ KN.}$$

$V_{u \max} = 34,04 \text{ KN} < \overline{V}_U = 1173,91 \text{ KN.} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Influence sur les

aciers : $A = 3.92 \text{ cm}^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(34,04 \times 10^3 - \frac{7,85 \times 10^6}{0,9 \cdot 150} \right) = -69,31 \text{ cm}^2$

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

► Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

[BAEL 91/ART A.6.1, 3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre, et soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,04 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 219.80} = 1,147 \text{ MPa}$$

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

$1,147 < 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

$$\overline{\tau}_s = \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 1.5^2 \times 2,1$$

$$\overline{\tau}_s = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\emptyset=0.8 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,27 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 35,30 \text{ cm}$$

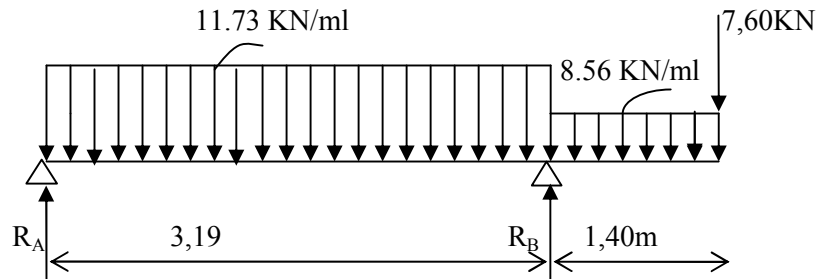
$$\emptyset=1.4 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm}$$

III.4.9. Calcul à l'E.L.S :

-paillasse : $q_{S1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9,225 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,73 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_{S2} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,06 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8.56 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée $q_{S3} = 3,25 \times 1,00 \times 2.36 = 7,6 \text{ KN}$



III.4.9.1. Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,73 \times 3,19 + 8,56 \times 1,40 + 7,60 = 57,00 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,19 = 11,73 \times 3,19 \times \frac{3,19}{2} + 8,56 \times 1,40 \times \left(3,19 + \frac{1,40}{2} \right) + 7,6 \times 4,59$$

Donc: $R_A = 12,74 \text{ KN}$

$R_B = 44,26 \text{ KN}$

Moments fléchissant et efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3,19$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 12,74 \text{ KN}$$

$$T(x = 3,19) = 12,74 - 11,73 \times 3,19 = -24,68 \text{ KN}.$$

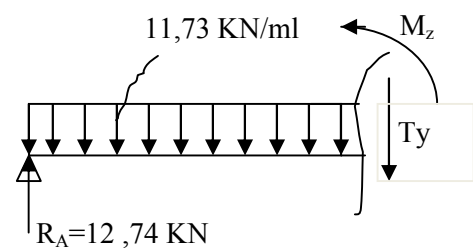
$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{12,74}{11,73} = 1,08 \text{ m}$$

$$X = 1,08 \text{ m}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 12,74 \cdot x - \frac{11,73}{2} x^2$$

$$M(x) = 12,74x - 5,865 x^2.$$



$$\begin{cases} X=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ X = 3,19 & , & M(x=3,19) = -19,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x=1,08) = 12,74 \times 1,08 - 5,865(1,08)^2 = 6,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 6,92 \text{ KN.m.}$$

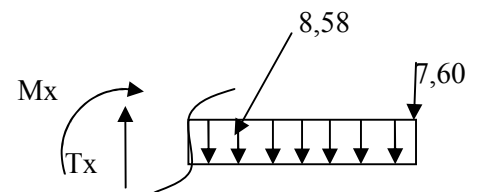
2^{ieme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,40$

Efforts tranchants

$$T(x) = 7,60 + q_{u2} x$$

$$T(x=0) = 7,60 \text{ KN}$$

$$T(x=1,40) = 7,60 + 8,56 \times 1,4 = 19,58 \text{ KN.}$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = -7,60 x - q_{u2} \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -7,60 x - 4,28 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1,4 & , & M(x=1,4) = -19,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et -0,3 pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u\text{ app}} = (0,3) M_{u\max} = (-0,3) \times 19,04 = -5,71 \text{ KN.m}$$

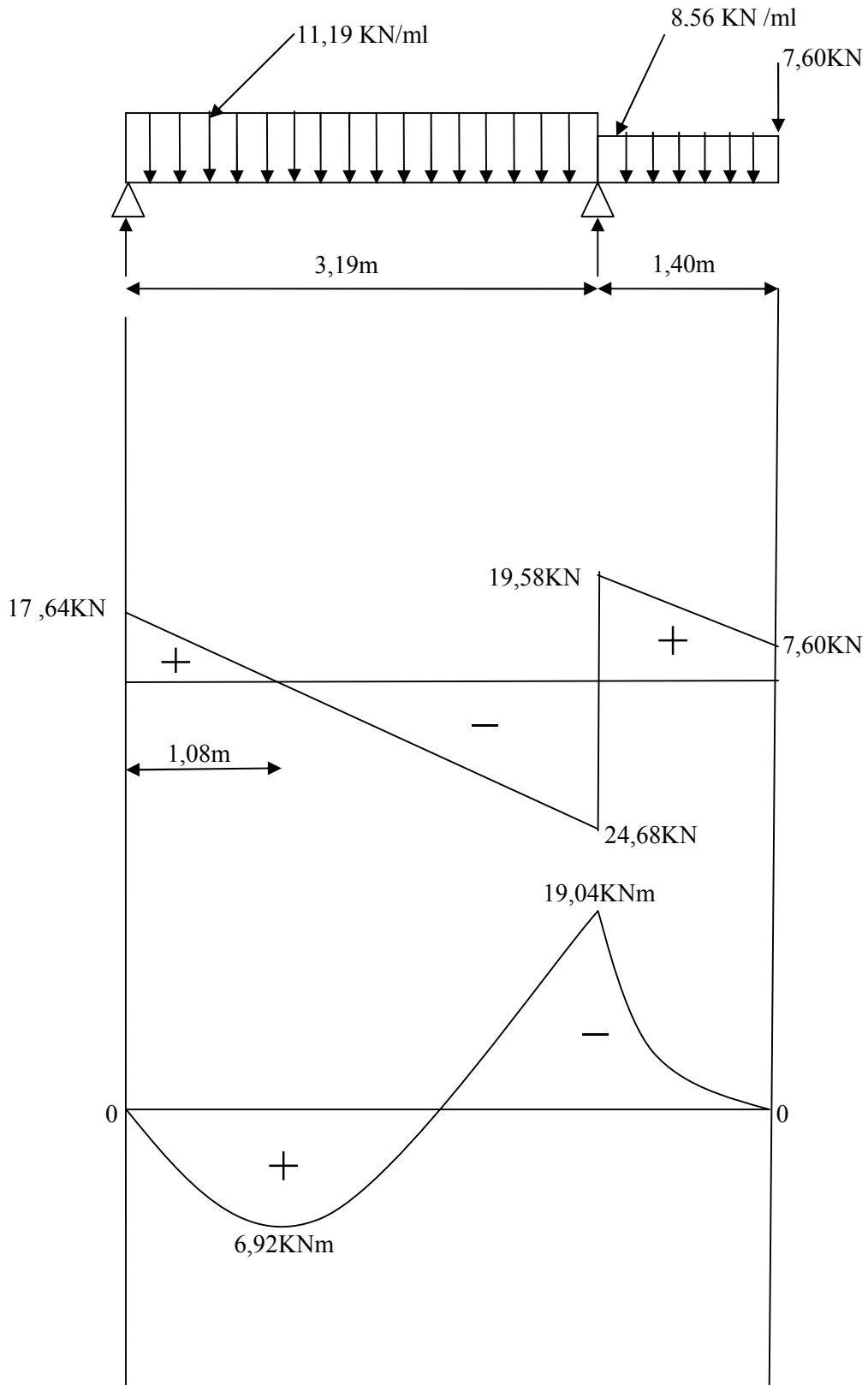
Le moment en travée :

$$M_{u\text{ t}} = (0,85) M_{u\max} = (0,85) \times 19,04 = 16,18 \text{ KN.m}$$

III.4.9.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

| | Expression | Moment [KNm] |
|-----------------------------|---|--------------|
| Moment aux appuis [M_a] | $(-0.3) \times 19,04$ | -5.71 |
| Moment en travée [M_t] | $(0.85) \times 19,04$ | 16,18 |



III.4.9.3. Vérification à l'E.L.S :

► Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M^s_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{5,71}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0178$$

$$\mu_{ua} = 0,0178 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0178 \longrightarrow \beta_1 = 0,818$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 . d . f_{su}} = \frac{5,71 . 10^2}{0,818 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{16,18}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 . 10^3} = 0,0506$$

$$\mu_{1t} = 0,0506 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0506 \longrightarrow \beta = 0,756$$

$$A_{st} = \frac{16,18 . 10^2}{0,756 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 4,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K . \sigma_s$$

En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 15} = 0,513$$

$$\rho = 0,513 \Rightarrow \beta = 0,892 ; k_1 = 31,48 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0318$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s . \beta . d} = \frac{16,18 . 10^3}{76,9 \times 0,892 \times 150} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,57 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_b = 0,0318 \times 1,57 = 0,050 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Aux appuis: $A_{app} = 3,92 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,261$$

$$\rho = 0,261 \Rightarrow \beta = 0,919 ; k_1 = 46,73 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0213$$

$$\sigma_s = \frac{M^a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,71 \cdot 10^3}{39,2 \times 0,919 \times 150} = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,06 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_b = 0,0213 \times 1,06 = 0,022 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

► **État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \}$$

$\eta = 1,6$ pour les H .A

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MP}_a \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 7,69}{100 \times 15} = 0,513$$

$$\rho = 0,513. \Rightarrow \beta = 0,892 ; k_1 = 31,48 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0318$$

$$\sigma_s = \frac{16,18 \cdot 10^3}{76,9 \times 0,892 \times 150} = 1,57 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

► Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

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

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

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

Vérification

$$h = 19 \text{ cm} \quad ; \quad L = 3,19 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 16,18 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,73 \times 3.19^2}{8} = 14,92 \text{ KNm}$$

$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 11,73 \text{ KN/m.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{319} = 0.0564 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.052 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16,18}{10 \times 14,92} = 0,108 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.0051 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_f} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec : M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).
 f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.
 E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

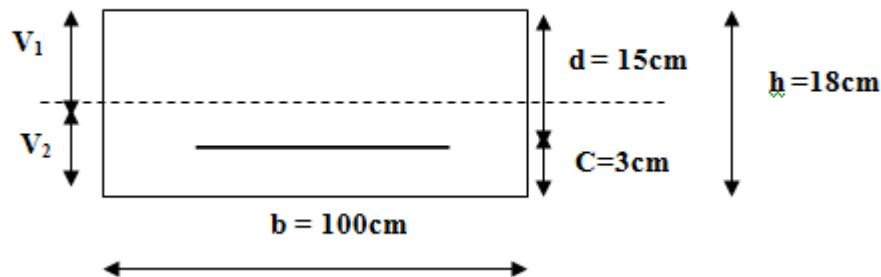
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{319}{500} = 0,638 \text{ cm}$$



Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique.} \quad B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 18 + 15 \times 7.69 = 1915.35 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{utr} d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 15 = 12980,25 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{12980,25}{1915.35} = 6,777 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 6,777 = 12,223 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100(6,777^3 + 12,223^3)}{3} + 15 \times 7.69 \times (12,223 - 3)^2 = 81058,42 \text{ cm}^4$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{7.69}{100 \times 15} = 0.0051 \quad \Rightarrow \quad \rho(\%) = 0.51$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 348 + 2.1} = 0,399$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) 0.0051} = 1,647$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 81058,42}{1 + 1.647 \times 0.399} = 53805,69 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{16,18 \times 319^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 53805,69} = 0.283 \text{ cm}.$$

Donc : $f_v < \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.4.10. Étude de la volée d'étage courant:

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

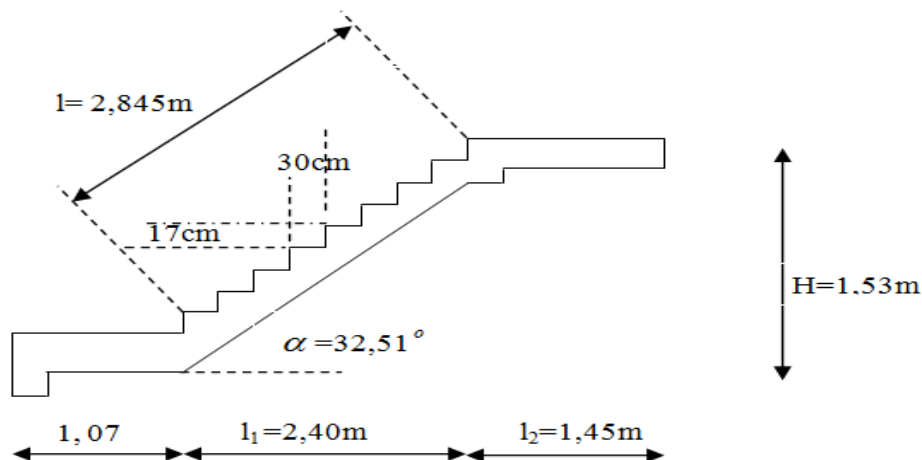


Fig.III.4.5. Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.4.10.1. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{153}{17} = 09 \text{ contre marches.}$$

III.4.10.2. Nombre de marches :

$$m = n-1 = 10-1 = 08 \text{ marches.}$$

III.4.10.3. Dimensionnement de la paillasse

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

$$l_1 = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_1} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51$$

$$\cos \alpha = \frac{l_1}{l} \Rightarrow l = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32,51} = 284,59 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L = l + l_2 + l_1 = 240 + 107 + 145 = 492 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{492}{30} \leq ep \leq \frac{492}{20} \Rightarrow 16,4 \text{ cm} \leq ep \leq 24,6 \text{ cm.}$$

On prend : $ep = 17 \text{ cm.}$

Le palier :

On prend la même épaisseur que la paillasse, donc le palier $e_{\text{palier}} = 17 \text{ cm.}$

III.4.11. Détermination des charges et surcharges :

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

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

III.4.11.1.Charges permanentes :

Palier :

| Désignation | Épaisseur (m) | ρ (KN/m ³) | G (KN/m ²) |
|------------------------------------|---------------|-----------------------------|------------------------------------|
| Carrelage | 0.02 | 22.00 | 0.44 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20.00 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.02 | 18,00 | 0,36 |
| Dalle en béton armé(palier) | 0.17 | 25.00 | 4.25 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 0.18 | 0,36 |
| | | | $G_{tot} = 5,81 \text{ KN/m}^2$ |
| | | | $Q_{palier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$ |

Tableau III.5.Charges et surcharges revenant au palier.

Volée :

| Éléments | Poids propre [KN/m] | |
|------------------------------|---|------------------------------------|
| Poids propre de la paillasse | $25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0.17 / \cos 32.51^\circ$ | 5.04 |
| Poids propre des marches | $25 \times h/2 = 25 \times 0.17 / 2$ | 2.125 |
| Carrelage | $22 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.44 |
| Mortier de pose | $20 \times 0.02 \times 1.00$ | 0.40 |
| Couche de sable | $18 \times 0.02 \times 1.00$ | 0,36 |
| Enduit de ciment | $18 \times 0.02 \times 1.00$ | 0,36 |
| Poids propre du garde corps | / | 0.2 |
| | | $G_{tot} = 8,925 \text{ KN/m}^2$ |
| | | $Q_{palier} = 2.50 \text{ KN/m}^2$ |

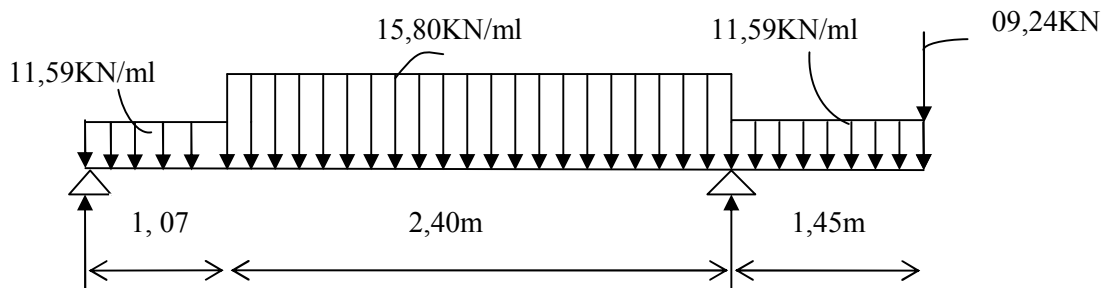
III.4.11.2.combinaison des charges :

A L' E L U :

La charge concentrée $qu_3 = 1.35 \times 2,90 \times 1.00 \times 2.36 = 09,24$

- La paillasse : $qu_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 8.925 + 1,5 \times 2,5 = 15,80 \text{ KN/ml}$

-palier: $qu_2 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 2,5 = 11,59 \text{ KN/ml}$



III.4.12.Calcul à l'E.L.U :

III.4.12.1.Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,59 \times 1,07 + 15,80 \times 2,40 + 11,59 \times 1,45 + 09,24 = 76,38 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,47 = 11,59 \times 1,07 \frac{1,07}{2} + 15,80 \times 2,40 \times \left(1,07 + \frac{2,40}{2}\right) + 11,59 \times 1,45 \times \left(3,47 + \frac{1,45}{2}\right)$$

Donc: $R_A = 16,25 \text{ KN}$

$R_B = 60,13 \text{ KN}$

Moments fléchissant et efforts tranchants :

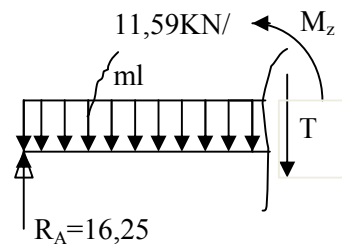
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,07$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = R_A - qu_1 \cdot X.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 16,25 \text{ KN}$$

$$T(x = 1,07) = 16,25 - 11,59 \times 1,07 = 16,25 - 12,40 = 03,85 \text{ KN}.$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A X - qu_1 \frac{x^2}{2} = 29,35 \cdot x - \frac{11,59}{2} x^2$$

$$M(x) = 16,25x - 5,795x^2.$$

$$\begin{cases} X=0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,07 & , & M(x=1,07) = 10,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ieme} tronçon : $1,07 \leq x \leq 3,47$.

$$T(x) = R_A - q_{u1}(1,07) - q_{u2}(x-1,07)$$

$$T(x=1,07) = 16,25 - 11,59 \times 1,07 = 03,85 \text{ KN}.$$

$$T(x=3,47) = 16,25 -$$

$$11,59 \times 1,07 - 15,80(3,47 - 1,07) = -34,07 \text{ KN}.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1}(1,07) - q_{u2}(x - 1,07) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1}(1,07) + q_{u2}(1,07) = q_{u2}x \Rightarrow x = \frac{20,76}{15,80}$$

$$x = 1,31 \text{ m}$$

Calcul du point du moment max :

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,07 \left(x - \frac{1,07}{2} \right) - q_{u2} (x - 1,07) \left(\frac{x - 1,07}{2} \right).$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,07 \times \left(x - 0,535 \right) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 16,25x - 11,59 \times 1,07 (x - 0,535) - 15,80 \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right).$$

$$M(x=1,07) = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$M(x=3,47) = -25,51 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,31) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,07 \times (x - 0,535) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right).$$

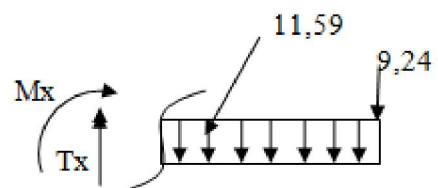
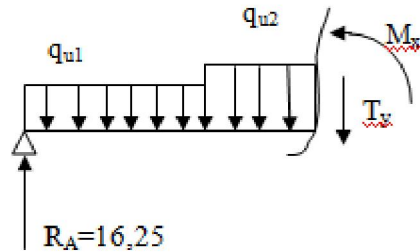
$$M_{\max} = 11,22 \text{ KN.m}$$

tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$:

Efforts tranchants :

$$T(x) = 9,24 + q_{u2} x$$

$$T(x=0) = 9,24 \text{ KN}$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = -q_{u3} \cdot X - q_{u2} \frac{x^2}{2} = -09,24 \cdot x - \frac{11,59}{2} x^2$$

$$M(x) = -09,24x - 5,795x^2$$

$$\begin{cases} X = 0 & , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ X = 1,07 & , & M(x=1,07) = -25,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{u_{app}} = (0,3) M_{u_{max}} = (-0,3) \times 25,58 = -7,674 \text{ KN.m}$$

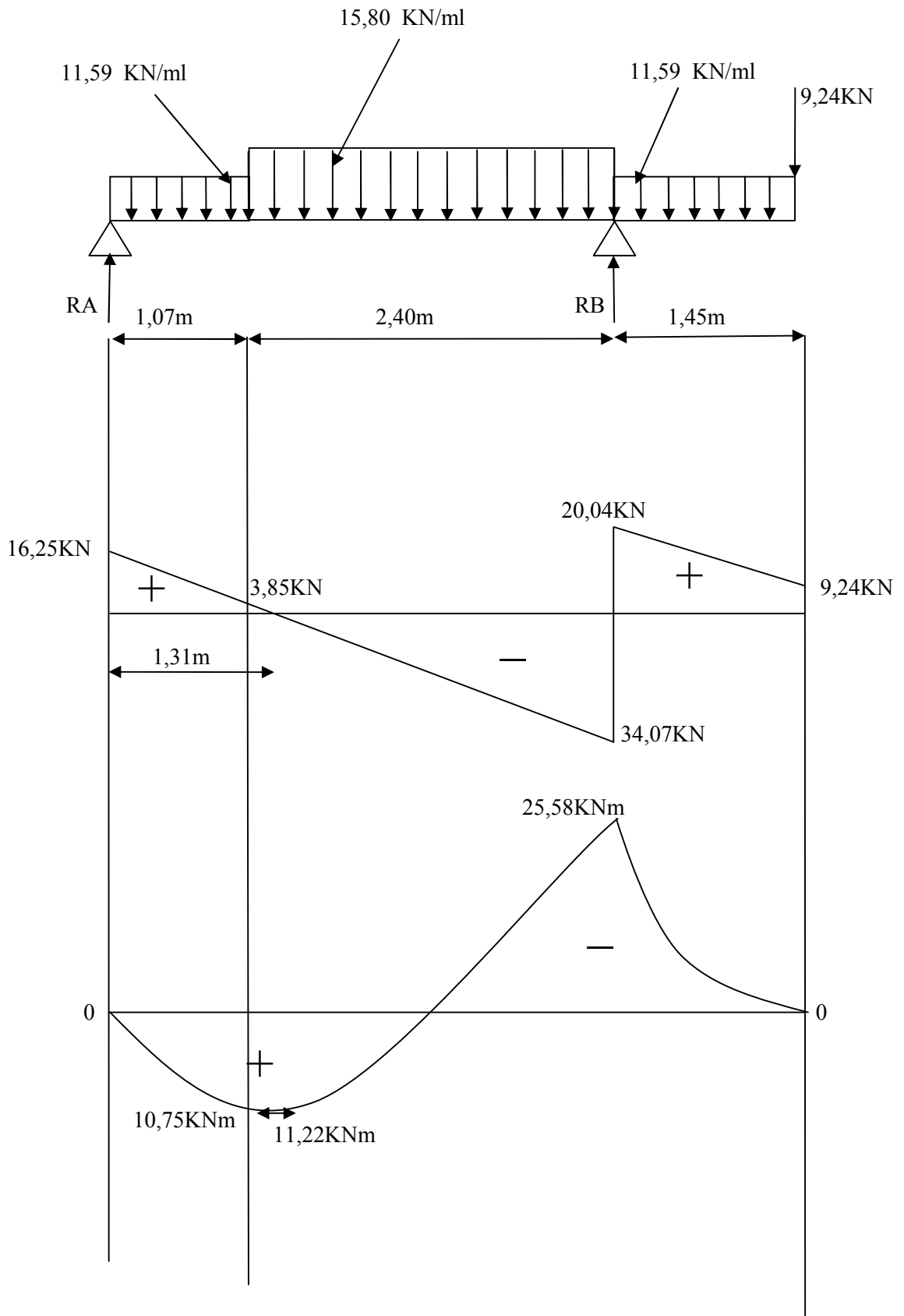
Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85) M_{u_{max}} = (0,85) \times 25,58 = 21,74 \text{ KN.m}$$

III.4.12.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.

| | Expression | Moment [KNm] |
|-------------------------------------|----------------|--------------|
| Moment aux appuis [M _a] | (-0.3) x 25,58 | -7,674 |
| Moment en travée [M _t] | (0.85) x 25,58 | 21,74 |



FERRAILLAGE:

le calcul se fera pour une bande de 1m:

b=100 cm , c=2 cm , d = 15cm.

1-Armatures longitudinales :

♦ **En travée :**

$$M_U^t = 20.26 \text{ KN.m}$$

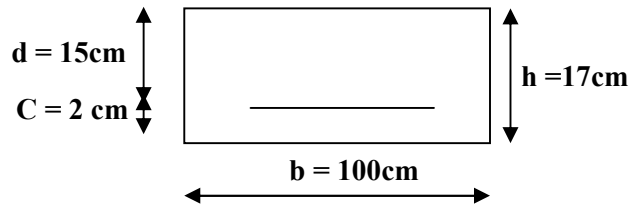
$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{21,74.10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0.068$$

$$\mu_b = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{21,74.10^3}{0,965 \times 15 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4,32 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$



♦ **Aux appuis :**

$$M_u^a = 7,674 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7,674 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_b = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{7,674 \times 10^3}{0,988 \times 15 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A^a = 1,38 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2. \text{ Calcul des armatures: Avec un espacement de 20 cm.}$$

2-Armatures de répartition :

♦ **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant

Armatures principales :

| ZONE | M _u (KN .m) | μ _b | β | A _{Scalculée} (cm ²) | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|------------------------|----------------|-------|--|----------------------|---------------------------------------|--------------------|
| Travée | 21,74 | 0.068 | 0.965 | 4,32 | 5HA12 | 5.65 | 20 |
| Appuis | 7,674 | 0.024 | 0.988 | 1,49 | 5HA8 | 2.51 | 20 |

Armatures de répartition :

| ZONE | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|----------------------|---------------------------------------|-----------------|
| Travée | 4HA8 | 2.01 | 25 |
| Appuis | 4HA8 | 2.01 | 25 |

III.4.12.3. Vérification à l'ELU :

► **Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

A_{appuis} = 2,51 cm² > 1,81 cm² **condition vérifiée.**

A_{travée} = 5,65 cm² > 1,81 cm² **condition vérifiée.**

► **Vérification au cisaillement: [BAEL 91 /ART A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{34,07 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,227 \text{ MPa.}$$

Fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \tau_{min} = \min \{0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}.$$

$$\tau_{min} = \min \{3,26 ; 4 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

► **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [BAEL 91 /ART A.5.1.313]**

a) Influence sur le béton :

$$V_{u \max} \leq \overline{V_U} = 0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V_U} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times \frac{1}{1,15} = 1173,91 \text{ KN.}$$

$$V_{u \max} = 34,07 \text{ KN} < \overline{V_U} = 1173,91 \text{ KN.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur les aciers :

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(\frac{1,15}{400} \right) \left(34,07 \times 10^3 - \frac{7,674 \times 10^6}{0,9 \cdot 150} \right) = -65,48 \text{ cm}^2$$

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

► **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

[BAEL 91/ART A.6.1, 3]

Quand toutes les barres sont de même diamètre, et soit isolées, soit groupées en paquets égaux, la formule est :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,07 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,34 \text{ MPa}$$

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

$1,34 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

► **Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 91 /ART A.6.1, 23]**

La longueur de scellement droit est : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

$$\overline{\tau_s} = \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 1,5^2 \times 2,1$$

$$\overline{\tau_s} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\emptyset = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm}$$

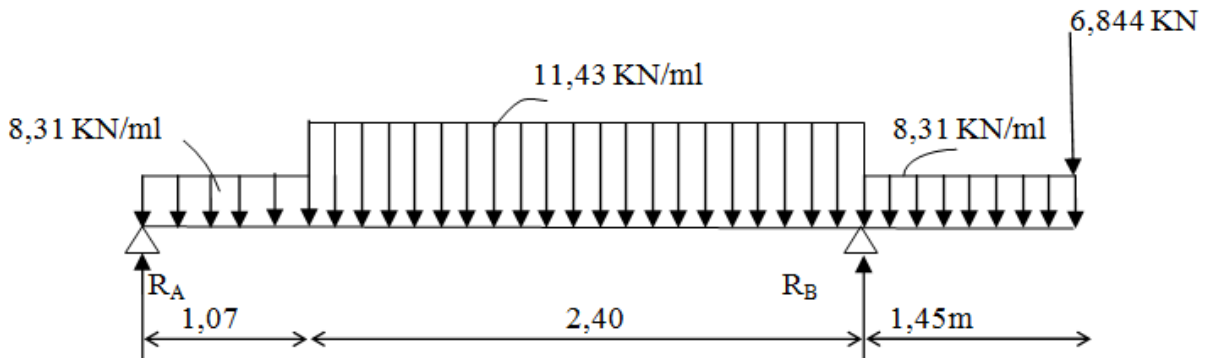
$$\emptyset = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

III.4.9.Calcul à l'E.L.S :

-paillasse : $q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (8,925 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,43 \text{ KN/ml}$

- Palier : $q_{s2} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5,69 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,31 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée $q_{s3} = 1 \times 2,90 \times 1,00 \times 2,36 = 6,844 \text{ KN}$



III.4.13.1.Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8,31 \times 1,07 + 11,43 \times 2,40 + 8,31 \times 1,45 + 6,844 = 55,22 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,47 = 8,31 \times 1,07 \times \frac{1,07}{2} + 11,43 \times 2,40 \times \left(1,07 + \frac{2,40}{2}\right) + 8,31 \times 1,45 \times \left(3,47 + \frac{1,45}{2}\right) + 6,844 \times 4,92$$

Donc: $R_A = 11,63 \text{ KN}$

$R_B = 43,59 \text{ KN}$

Moments fléchissant et efforts tranchants :

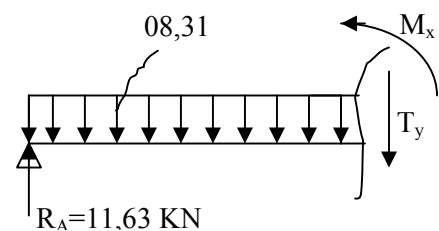
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,07$:

Efforts tranchants :

$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot X$

$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 11,63 \text{ KN}$

$T(x = 1,07) = 11,63 - 8,31 \times 1,07 = 02,74 \text{ KN}$



Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A X - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 21,34 \cdot x - \frac{08,31}{2} x^2$$

$M(x) = 11,63 x - 4,155 x^2$

$x = 0$, $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$.

$x = 1,07$, $M(x=1,07) = 07,69 \text{ KN.m}$

2^{ieme} tronçon : $1,07 \leq x \leq 3,47$:

$T(x) = R_A - q_{s1} (1,07) - q_{u2}(x-1,07)$

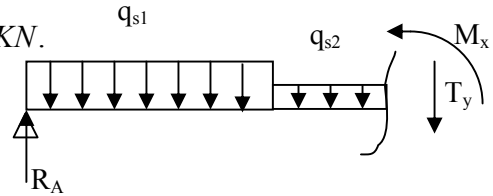
$T(x=1,07) = 11,63 - 08,31 \times 1,07 = 02,74 \text{ KN}$.

$T(x=3,47) = 11,63 - 08,31 \times 1,07 - 11,43(3,47 - 1,07) = -24,69 \text{ KN}$.

$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s1} \times 2,4 - q_{s2}x + 2,4q_{s2} = 0$.

$T(x)=0 \Rightarrow x = (R_A - q_{s1} \times 1,07 + 1,07q_{s2}) / q_{s2} = 0$

$T(x)=0 \Rightarrow x = 1,31 \text{ m}$



Calcul du point du moment max :

$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 1,07 \left(x - \frac{1,07}{2} \right) - q_{s2} 2(x - 1,07) \left(\frac{x - 1,07}{2} \right)$.

$M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \times 1,07 \times (x - 0,535) - q_{s2} \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right)$.

$M(x) = 11,63 x - 8,31 \times 1,07(x - 0,535) - 11,43 \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right)$.

$M(x=1,07) = 7,69 \text{ KN.m}$

$M(x=3,47) = - 18,66 \text{ KN.m}$

$M_{max} = M(x=1,31) = R_A \cdot x - q_{u1} \times 1,07 \times (x - 0,535) - q_{u2} \left(\frac{(x - 1,07)^2}{2} \right)$.

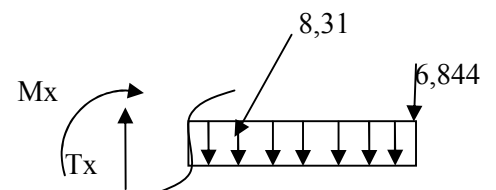
$M_{max} = 08,01 \text{ KN.m}$.

3^{iem} tronçon : $0 \leq x \leq 1,45$:

Efforts tranchants :

$T(x) = 6,844 + q_{u2} x$

$T(x=0) = 6,844 \text{ KN}$



Moments fléchissant :

$$M(x) = -q_{s3} x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = -6,844 \cdot x - \frac{0,31}{2} x^2$$

$$M(x) = -6,844 x - 0,155 x^2$$

$$x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.}$$

$$x = 1,45 \quad , \quad M(x=1,45) = -18,66 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et- 0,3 pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_{S \text{ app}} = (0,3) M_{\max} = (-0,3) \times 18,66 = -5,60 \text{ KN.m}$$

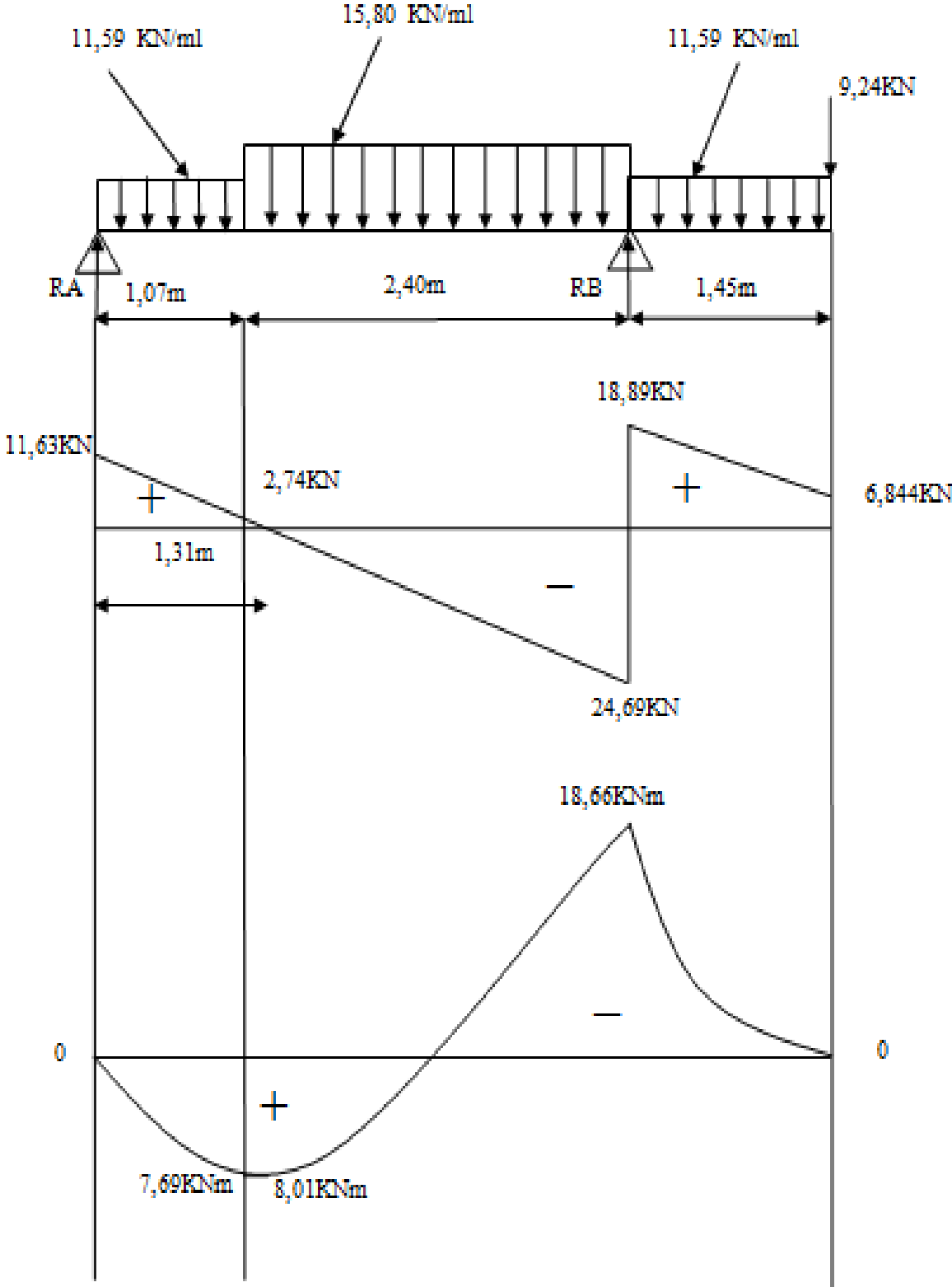
Le moment en travée :

$$M_{S \text{ t}} = (0,85) M_{\max} = (0,85) \times 18,66 = 15,86 \text{ KN.m}$$

III.4.13.2. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS:

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastresments.

| | Expression | Moment [KNm] |
|-----------------------------|-----------------------|--------------|
| Moment aux appuis [M_a] | $(-0.3) \times 18,66$ | -5,60 |
| Moment en travée [M_t] | $(0.85) \times 18,66$ | 15,86 |



III.4.13.3. Vérification à l'E.L.S :

► Armatures longitudinales :

Aux appuis :

$$\mu_{1a} = \frac{M^s_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{5,60}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0175$$

$$\mu_{ua} = 0,0175 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1a} = 0,0175 \longrightarrow \beta_1 = 0,819$$

$$A_{sa} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 . d . f_{su}} = \frac{5,60 . 10^2}{0,819 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_{st}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{15,86}{1 \times 0,15^2 \times 14,2 . 10^3} = 0,0496$$

$$\mu_{1t} = 0,0496 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,0496 \longrightarrow \beta = 0,757$$

$$A_{st} = \frac{15,86 . 10^2}{0,757 . 15 . 348 . 10^3 . 10^{-4}} = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

► Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K . \sigma_s$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 . \Rightarrow \beta = 0,905 ; k_1 = 37,63 ; \quad k = \frac{1}{k_1} = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s . \beta . d} = \frac{15,86 . 10^3}{56,5 \times 0,905 \times 150} = 2,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 2,07 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 2,07 = 0,054 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Aux appuis: $A_{app} = 2,51 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 15} = 0,167$$

$$\rho = 0,167. \Rightarrow \beta = 0,933 ; k_1 = 59,63 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,0167$$

$$\sigma_s = \frac{M^a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,60 \cdot 10^3}{25,1 \times 0,933 \times 150} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0167 \times 1,59 = 0,0265 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

► **État limite d'ouverture des fissures : [BAEL 91 /ART A.4.5.32]**

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \}$$

$\eta = 1,6$ pour les H.A

$$\overline{\sigma_s} = \min \{ 2/3 \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_s = \frac{M^t}{A_s \cdot \beta \cdot d}$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho = 0,376. \Rightarrow \beta = 0,905 ; k_1 = 37,63 ; k = \frac{1}{k_1} = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{15,86 \cdot 10^3}{56,5 \times 0,905 \times 150} = 2,07 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

► Etat limite de déformation : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

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

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

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

Avec :

h : Hauteur totale de la section.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

Vérification

$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad L = 347 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 5,65 \text{ cm}^2$

$M_{\text{str}} = 15.86 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.43 \times 3.47^2}{8} = 17.20 \text{ KNm}$

$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 11.43 \text{ KN/m.}$

$\frac{h}{L} = \frac{17}{347} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition non vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0.049 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.86}{10 \times 17.20} = 0.0922$ **Condition non vérifiée**

$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.00376 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{(BAEL 91/ Art B.6.5.2)}$$

- Avec :
- M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).
 - f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.
 - E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

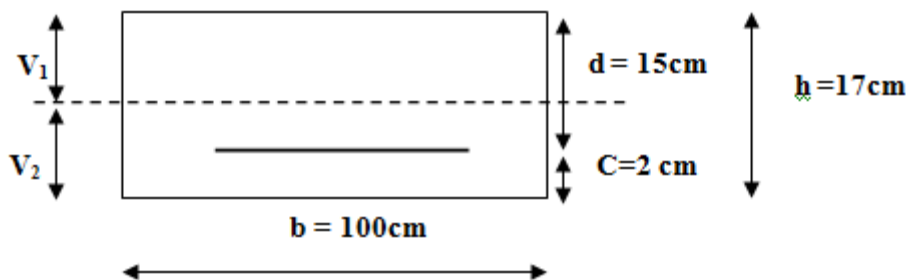
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec (n = 15) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5 m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{347}{500} = 0,694 \text{ cm}$$



Calcul du moment d'inertie I_0 :

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec } S_{xx} : \text{Moment statique.} \quad B_0 : \text{Section homogène.}$$

$$B_0 = B + n A_{utr} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{utr}d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721.25 \text{ cm}^3$$

D'où:

$$V_1 = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.81 = 8.19 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100(8.81^3 + 8.19^3)}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.19 - 2)^2 = 44352.32 \text{ cm}^4$$

$$I_f = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{Avec : } \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038 \quad \Rightarrow \quad \rho(\%) = 0.38$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 348 + 2.1} = 0.403$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{100}{100})0.0038} = 2.21$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 44352.32}{1 + 2.21 \times 0.403} = 25805.01 \text{ cm}^4.$$

$$f_v = \frac{14.63 \times 360^2 \times 10^3}{10 \times 10818.86 \times 23104.21} = 0,68 \text{ cm. Donc : } f_v < \bar{f} = 0,694 \text{ cmCondition vérifiée.}$$

5. Calcul de la poutre palière (étage courant) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2.55 m (entre nu d'appuis).

5.1. Pré dimensionnement :

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{255}{15} \leq h_t \leq \frac{255}{10} \Rightarrow 17\text{cm} \leq h_t \leq 25,5\text{cm}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : portée libre de la poutre

Selon le RPA99, $h_t \geq 30$ cm.

On adopte $h_t = 30$ cm.

◆ Largeur :

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

b : largeur de la poutre.

Selon le RPA99, $b \geq 20$ cm. **condition vérifiée**

On adopte 20 cm.

$$h_t / b = 30 / 20 = 1.5 \leq 4$$

La poutre aura donc une section de **(25 x 30) cm²**

5.2. Détermination des charges permanentes :

◆ Poids propre de la poutre : $25 \times 0,30 \times 0,20 = 1,5$ KN / ml.

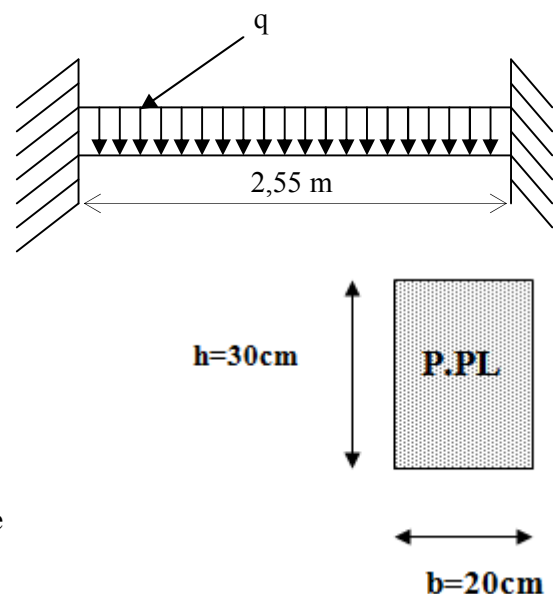
◆ Réaction du palier (ELU) : $R_B^U = 60,13$ KN /ml.

◆ Réaction du palier (ELS) : $R_B^s = 43,59$ KN/ml.

5.3. combinaison des charges :

◆ A l'E LU

$$q_u = (1,35 G + R_B^U) = (1,35 \times 1,5 + 60,13) = 62,155 \text{ KN/ml}$$



5.4. calcul des efforts tranchant :

Efforts tranchants :

$$V_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{62,155 \times 2,55}{2}$$

$$V_u = 79,24 \text{ KN.}$$

Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{62,155 \times 2,55^2}{8} = 50,52 \text{ KN.m}$$

N.B. :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée

($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{\text{travée}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 50,52 = 42,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 50,52 = -15,16 \text{ KN.m}$$

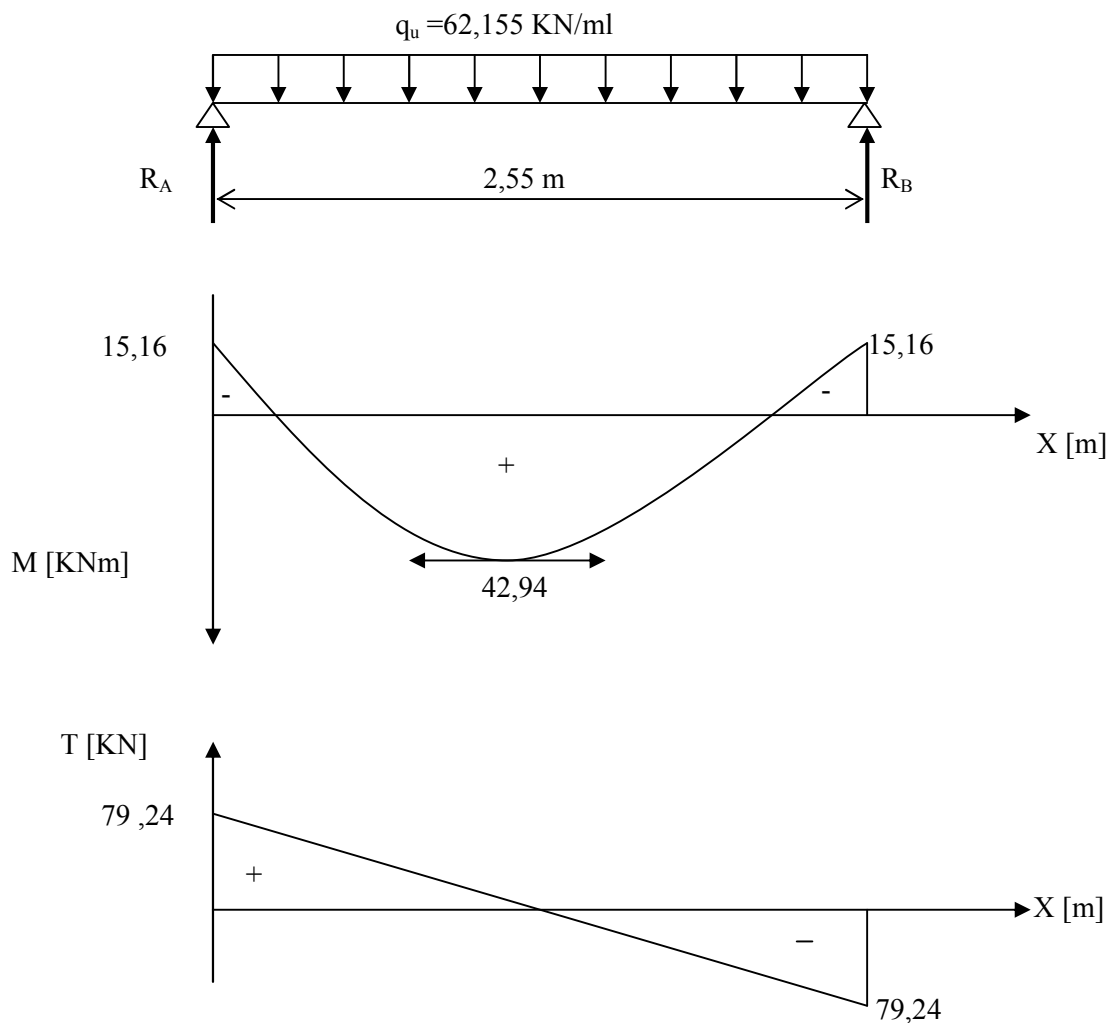


Fig. III.5.1. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

5.5.Calcul des armatures :

b = 25 cm , h = 30 cm , c = 2 cm, d = 28 cm.

♦ **Aux appuis :**

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15,16 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,0680$$

$$\mu_b = 0,0680 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0680 \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{15,155 \times 10^3}{0,965 \times 28 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

A^a = 1,61 cm², soit **3HA12 = 3.39 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

♦ **En travée :**

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{42,94 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,154$$

$$\mu_b = 0,154 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,154 \Rightarrow \beta = 0,916$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.f_e / \gamma_s} = \frac{42,94 \times 10^3}{0,916 \times 28 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2$$

A^t = 4,85 cm², soit **3HA16 = 6,03 cm²**. Avec un espacement de **8 cm**.

5.5.1.Ancrage des barres aux appuis (BAEL91Art6.127) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ [MPa]}.$$

$$l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ [cm]}.$$

On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixe à 0,4l_s

$$L_{ac} = 0,4l_s = 0,4 \times 56,44 = 22,58 \text{ cm}.$$

5.5.2.les armatures transversales (BAEL91Art722) :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que l'on

$$\text{ait. } \Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm. } \Phi_t = 8 \text{ mm} .$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: longueur de la poutre.

Φ_t : Diamètre minimum des armatures tendues du 1^{er} lit maintenues par cadres

On prend $\Phi = 8\text{mm}$ (un cadre de **2,01cm²**)

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi \times 0,8^2}{4} \right) = 2,009 \text{ cm}^2$$

On choisit soit **4HA8 = 2.01 cm²**

Calcul des espacements (BAEL91Art51.22):

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm} ; \frac{A_t \times f_e}{0,4d}) = \min(25,2 ; 40 ; 71,75) = 24,23 \text{ cm}.$$

Zone nodal: $l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\text{cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30\text{cm}\right) = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit: **S_t=7 cm.**

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$

Soit : **S_t=15 cm.**

Le RPA révisé 2003 : la quantité d'armatures transversales minimale est

Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,9 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée

Armatures principales :

| ZONE | M _u (KN .m) | μ _b | β | A _{Scalculée} (cm ²) | Section adoptée (cm ²) | As adoptes | Espaceme nt (cm) |
|--------|---------------------------|----------------|--------|--|--|---------------|---------------------|
| Appuis | 15,28 | 0,0549 | 0,9715 | 1,61 | 3,39 | 3HA12 | 8 |
| Travée | 43,29 | 0,155 | 0,9155 | 4,85 | 6,03 | 3HA16 | 8 |

Armatures transversal :

| Ø _{calculé} (mm) | Ø _{adoptés} (mm) | Section total(cm ²) | Espacement de Zone nodal (cm) | Espacement de Zone courante (cm) |
|------------------------------|------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 8,57 | Ø8 | 2,009 | 7 | 15 |

5.6.Vérification à L'E L U :

► Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]

◆En travée :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 6,03 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

◆ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

► Contrainte tangentielle :

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{79,24 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Influence de l'effort tranchant sur les appuis:

$$V_u = 79,24 \text{ KN}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 28 = 25.2 \text{ cm}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 25.2 \times 25 \times 10^2 = 420 \text{ KN}$$

$$V_u = 79,89 \text{ KN} < \bar{V}_u = 420 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte d'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi'_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{79,24 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 100.5} = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5.7.Calcul à L'ELS :

♦ **Combinaison de charges :**

$$q_s = (G + Q) = (1,875 + 43,59) = 45,46 \text{ KN/ml .}$$

$$\text{Efforts tranchants : } T = \frac{q.l}{2} = \frac{45,46 \times 2,55}{2} = 57,96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moments isostatique : } M_0 = M_{\max} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{45,46 \times 2,55^2}{8} = 36,95 \text{ KN.m}$$

N.B :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée ($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M \text{ travée} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 36,95 = 31,41 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 36,95 = -11,08 \text{ KN.m}$$

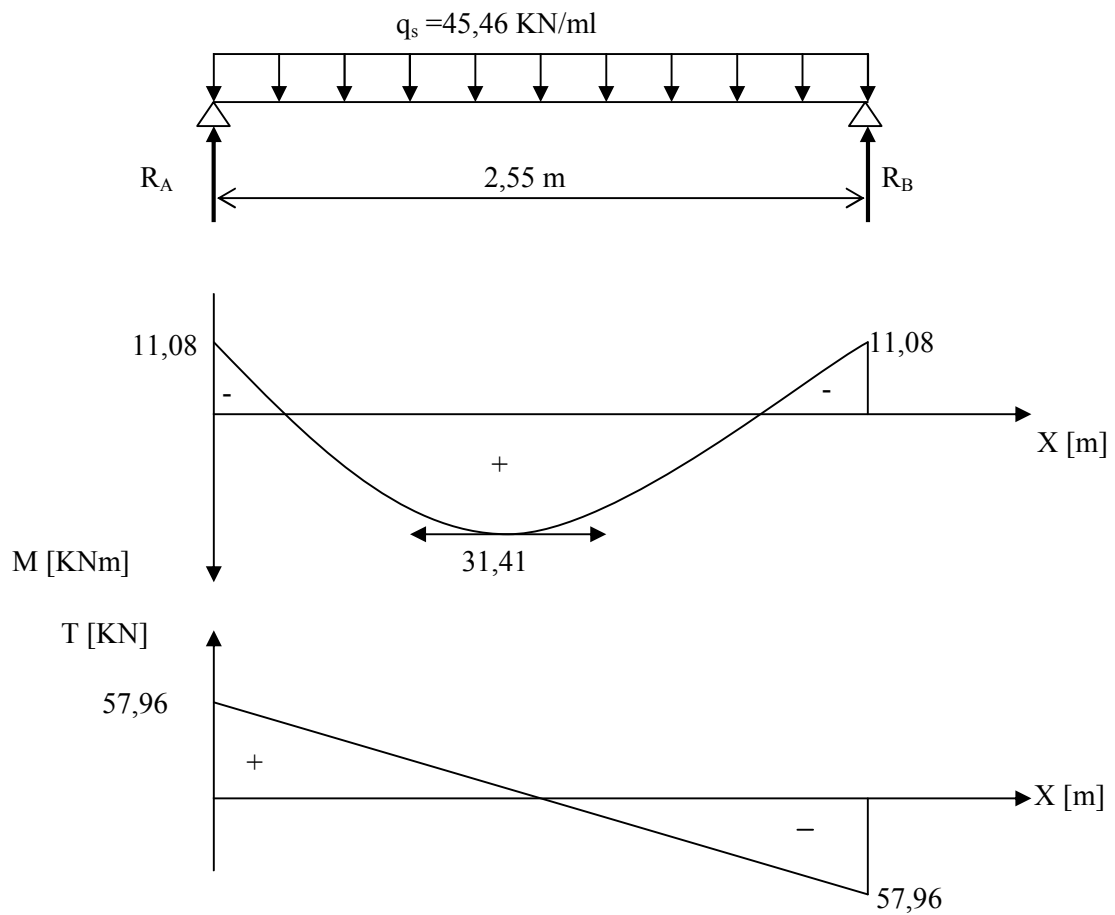


Fig. III.5.2. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

5.8.Vérification à L'ELS :

► Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5. 2]

a)Vérification des contraintes :

Béton et aciers :

En travées :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{25 \times 28} = 0,861$$

$$\rho = 0,861 \quad \beta_1 = 0.868 \quad K_1 = 22,88$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A} = \frac{31,41 \times 10^3}{0.868 \times 28 \times 6,03} = 214,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée pour les aciers.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{214,32}{22,88} = 8,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée pour le béton.

Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho = 0,484 \quad \beta_1 = 0,895 \quad K_1 = 32,62$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A} = \frac{11,08 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3,39} = 130,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée pour les aciers

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{130,42}{32,62} = 3,998 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa}$$

condition vérifiée pour le béton

► Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifiée 99. /ART B.6.5.2]

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

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

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

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre palière.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

b : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{255} = 0.118 > 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{255} = 0.118 > \frac{31,42}{10 \times 36,95} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,03}{25 \times 28} = 0.0086 < \frac{4,2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

NB :

On adopte la même épaisseur et quantité d'armature pour l'escalier de sous-sol et RDC.

6.Étude de la poutre de chaînage :

Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre son poids propre, le mortier de pose, l’enduit plâtre et le poids du mur en briques. Elle est considérée comme simplement appuyée, et continue sur trois appuis, les efforts agissant sur la poutre seront déterminés à l’aide du logiciel ETABS.

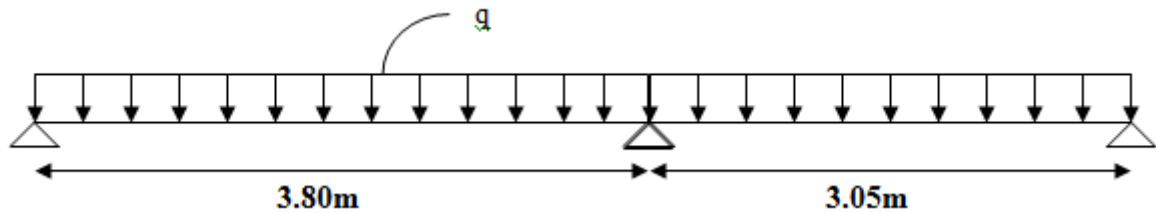


Figure.6.1.Schéma statique de la poutre de chaînage.

6.1.Dimensionnement :

La hauteur de la poutre de chaînage est supérieur ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieur à la hauteur du plancher ;

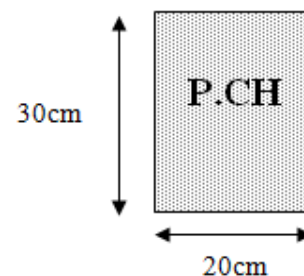
La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;

La longueur est égale à 3,20m.

$$\frac{l \max}{16} \leq h_t \leq \frac{l \max}{10} \Rightarrow \frac{380}{16} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 23.75 \leq h_t \leq 38$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le RPA exige : } h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b \geq \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{On adopte : } h_t = 30\text{cm} \\ b = 20\text{cm} \end{array} \right.$$



Charges permanentes :

| Charges permanentes uniformes | Épaisseur (m) | w (KN / m ³) | G (KN / m ²) |
|-------------------------------|---------------|--------------------------|--------------------------|
| Cloison double en briques | 0.2 | 9 | 1.8 |
| Mortier de pose | 0.02 | 22 | 0.44 |
| Enduit plâtre | 0.02 | 10.00 | 0.20 |
| Poids propre | 0.30 | 25 | 7.50 |

Charges par mètre linéaire :

| Charges permanentes (kN/m) | G (KN / m ²) | Sur une distance de : (m) | G (KN / m) |
|----------------------------|----------------------------|---------------------------|------------|
| Cloison double en briques | 1.8 | 3.06 | 5.508 |
| Mortier de pose | 0.44 | 0.2 | 0.088 |
| Enduit plâtre | 0.20 | 3.06 | 0.612 |
| Poids propre | 7.50 | 0.2 | 1.5 |
| Poids total : | G _t =7.708 KN/m | | |

Charges de service:

$$Q = 1\text{KN / m}^2 \times (0.2) = 0.2 \text{ KN/m}$$

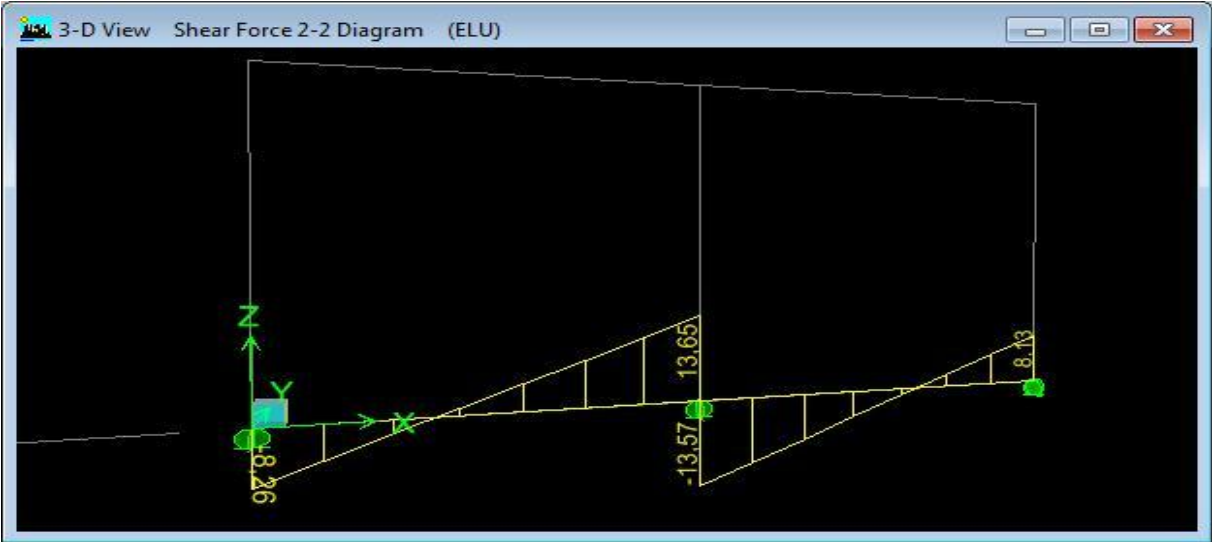
6.2.Calcul des sollicitations :

Moment et effort tranchant à l'ELU (M_u , V_u)

M_u

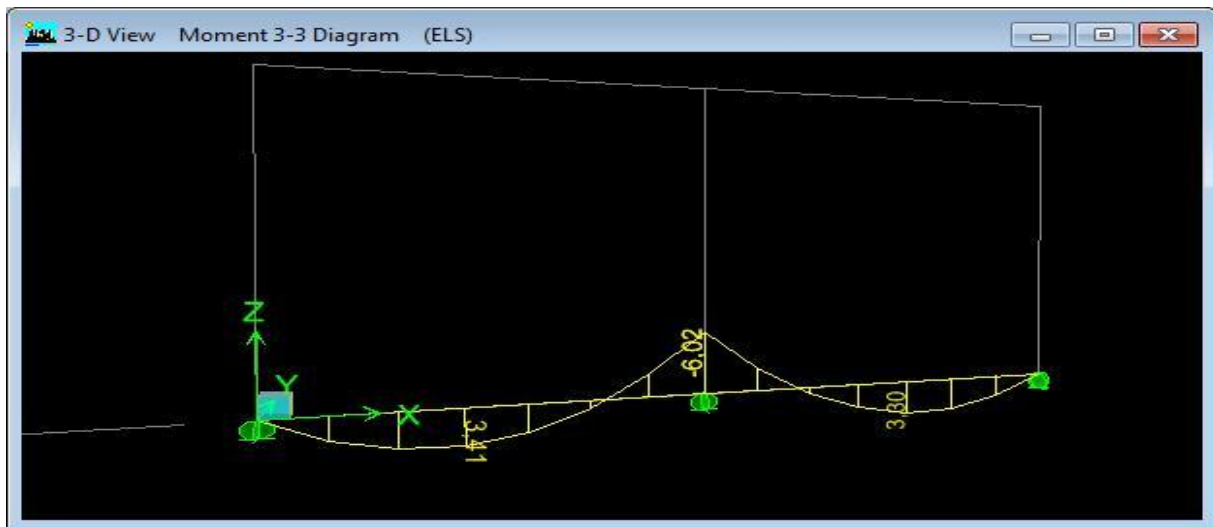


V_u

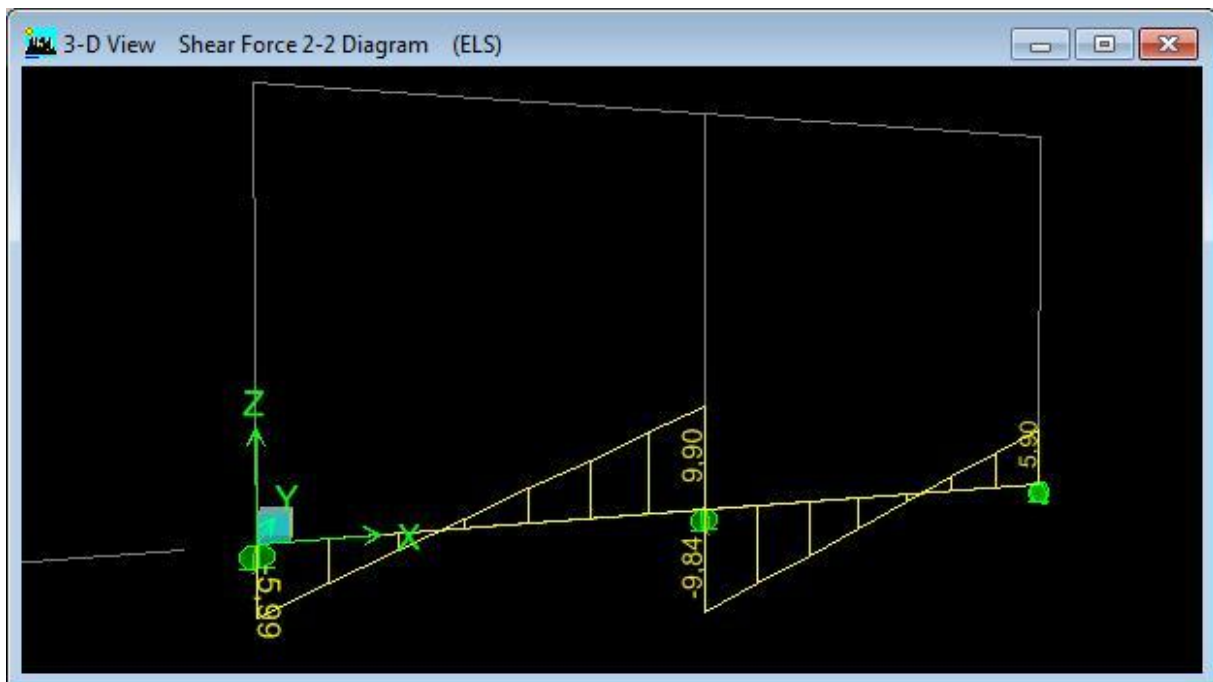


Moment et effort tranchant à l'ELS (Ms, Vs)

Ms



Vs



Pour un calcul et une mise en œuvre pratiques nous calculerons avec (Mu max) et (Ms max)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mu} = 8,3 \text{ KN m} \\ \text{Ms} = 6,02 \text{ KN m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Vu} = 13,65 \text{ KN} \\ \text{Vs} = 9,90 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Ferrailage :

- Armatures principales : $M_u = 8.3 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.3 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A^{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{8.3 \times 10^3}{0,9815 \times 28 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

$$A^{st} = 0,86 \text{ cm}^2, \text{ on prend : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

- Armatures secondaire:

$$\text{On prend : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (art B.7.4 CBA page 143).}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.67 \text{ cm}^2 < A = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

C .Vérification de l'effort tranchant :(art A.5.1.1 CBA page 37)

$$V_u = 13,65 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.65 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D .Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \phi_\ell; \frac{h}{35}\right) \text{ Avec } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b = 20 \text{ cm}$: largeur de la section.

$h = 30 \text{ cm}$: hauteur de la section.

$\phi_\ell = 1,0 \text{ cm}$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{10}; 1,0; \frac{30}{35}\right) \text{ cm} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 1,00 \text{ cm}^2$$

L'espace entre les cadres est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 50,00 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Zone nodal: $l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,0, 30 \text{ cm}\right) = 7,5 \text{ cm} .$$

Soit: $S_t = 7 \text{ [cm]}$.

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} .$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$ sur $l' = 2h = 60 \text{ cm}$ à partir de 5 cm du nu d'appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

| Zone | M _u (KN .m) | μ _b | β | A _{Scalculée} (cm ²) | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) |
|------------------------|---------------------------|----------------|--------|--|----------------------|---------------------------------------|
| Travée et appuis | 8.3 | 0,037 | 0,9815 | 0,86 | 2HA10 | 1,57 |

Armatures secondaires :

| Zone | A _{adoptés} | Section adoptée (cm ²) |
|------------------------|----------------------|---------------------------------------|
| Travée et appuis | 2HA10 | 1,57 |

Armatures transversal :

| Zone | Ø _{tadoptés} | Section total (cm ²) | Espacement (cm) |
|--------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------|
| Appuis | Ø8 | 1,00 | 7 |
| Travée | Ø8 | 1,00 | 15 |

Calcul à l'ELS:

► Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5.2]

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} si les conditions suivantes sont satisfaites :

Section rectangulaire soumise à la flexion simple ⇒ condition vérifiée

Nuance de l'acier feE400 ⇒ condition vérifiée

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{Si la condition } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ est vérifiée, donc pas de vérification pour } \sigma_{bc}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.3}{6.02} = 1,37 ; \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435$$

On a $\mu_b = 0.037 \Rightarrow \alpha = 0.0472$

$$\alpha = 0,0472 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque pour le béton comprimé

► Etat limite d'ouverture des fissures:

La fissuration est préjudiciable $\longrightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{n}f_{tj}), n = 1,6$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d-y_1) \quad ,$$

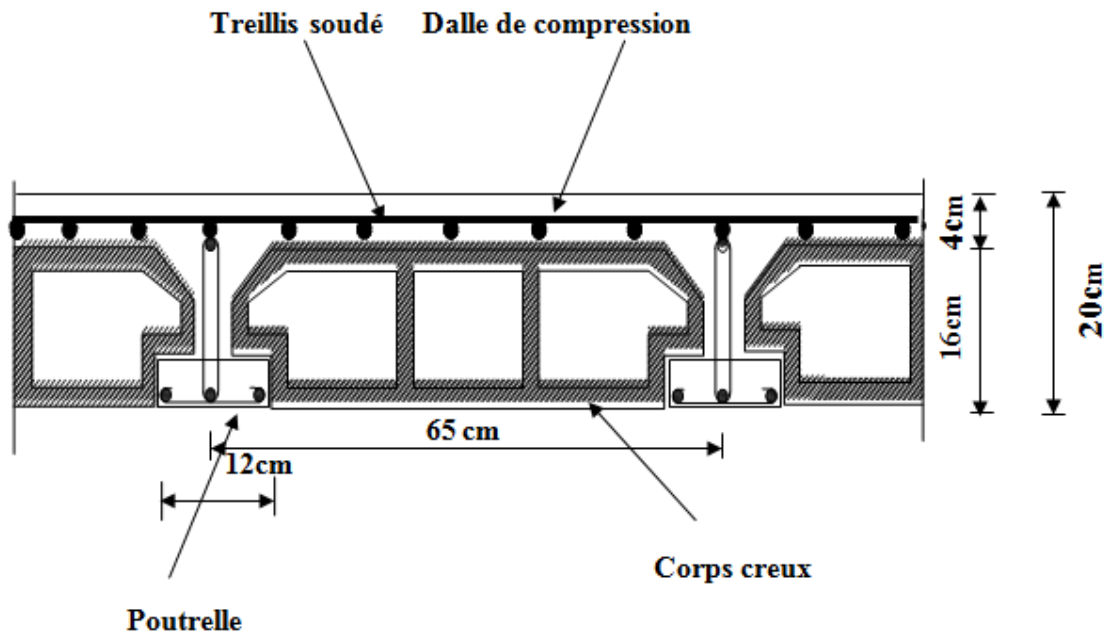
après calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 8,4 \text{ cm (axe neutre) calculé avec l'équation suivante :} \\ \frac{b (y_1)^2}{2} + 15A_{sc} (y_1 - c') - 15A_{st} (d - y_1) = 0 \\ I = 13962,936 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre)} \\ (d - y_1) = 28 - 8,4 = 19,6 \text{ cm et } n \approx 15 \text{ et } M_s = 6,02 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 126,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de fissuration.

7. Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre structure sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm. Les corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm et disposées suivant le sens de la petite portée, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.



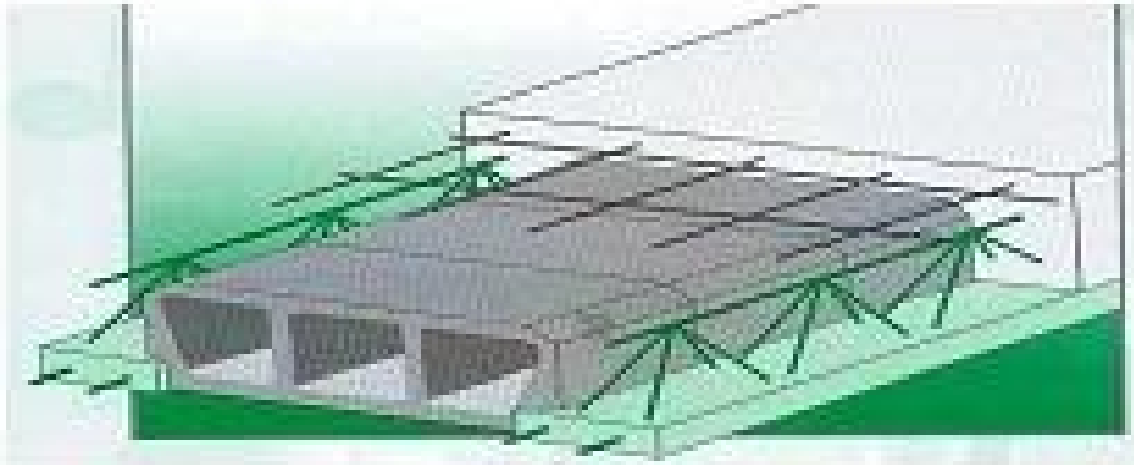


Fig.III.7.1.Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

III.7.1.Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

[BAEL91/B.6.8,423] :Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}_l] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m}_l] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa.

Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} [\text{cm}^2 / \text{m}_l] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Ferraillage de la dalle de compression :

Dans notre cas :

$$L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

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

Soit : $5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement $s_t = 20 \text{ cm}$.

$$\triangleright A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de Compression un treillis soudé
(TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

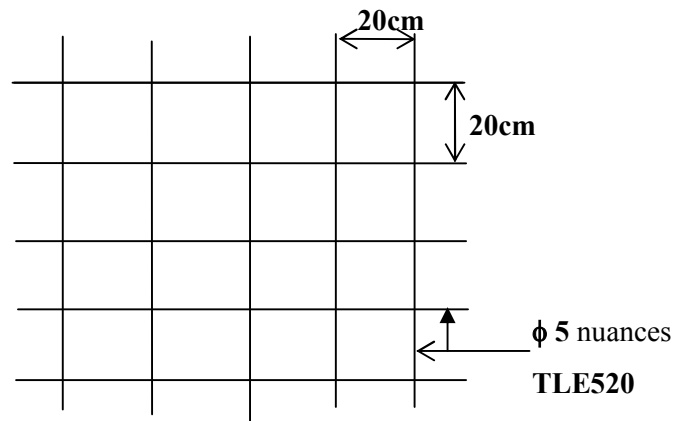


Figure.III.7.2.Treillis soudé de 20x20 cm

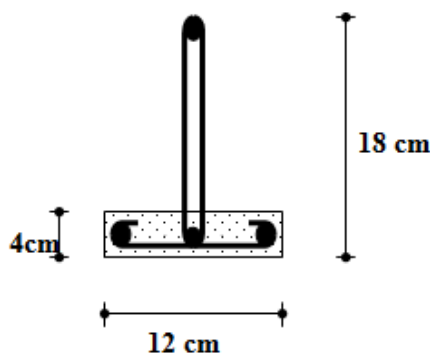


Figure.III.7.3.Poutrelle préfabriquée.

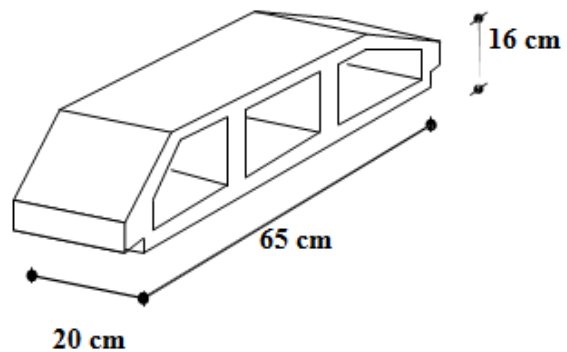


Figure.III.7.4.Corps creux.

III.7.2.Calcul des poutrelles :

Tous les planchers du bâtiment sont en corps creux associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la petite portée. Ces dernières possèdent des armatures d'attente qui seront liées à celle de la dalle de compression et des poutres.

Etape 1 : Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités . Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

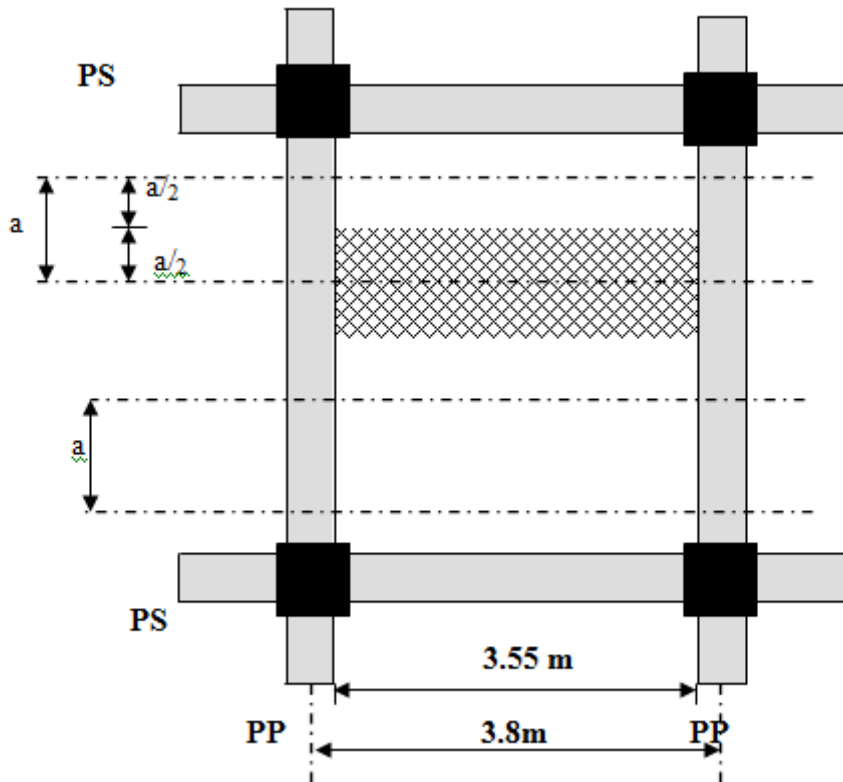
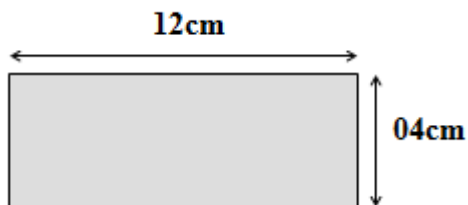


Figure.III.7.5

$a = 0,65 \text{ m}$: largeur du plancher repris par la poutrelle

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



- ▶ Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ m]}$
- ▶ Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/m]}$
- ▶ Surcharge due à l'ouvrier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ [KN/m]}$

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/m]}$

Charge d'exploitation : $Q = 0,65 \text{ [KN/m]}$

combinaison des charges :

A L'E L U :

$$: q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 0,65) \times 1 \text{ m} = 1,974 \text{ KN/m}$$

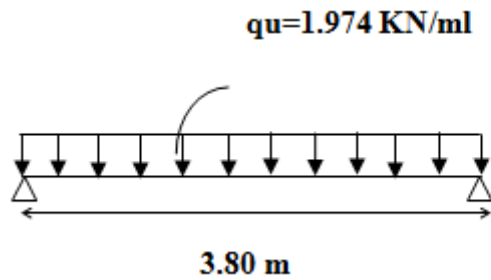


Figure.III.7.6. schéma statique de la poutrelle

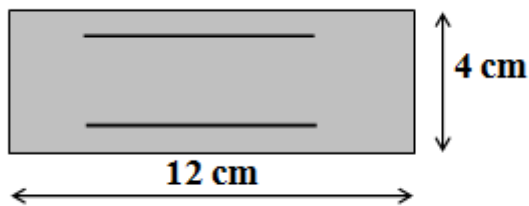
• Calcul du moment en travée : (BAEL 91)

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,974 \times (3,80)^2}{8} = 3.56 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,974 \times 3,80}{2} = 3.75 \text{ KN}$$

Ferraillage :



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

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

• Calcul de μ_b

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,56 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,22 \gg \mu_R = 0,392$$

$\mu_b \gg \mu_R \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On constate que la section nécessite des aciers comprimés, et comme la section du béton est très faible, on ne peut pas disposer convenablement ses armatures, on est alors obligé de prévoir un système d'étayage sur lequel va reposer la poutrelle avant d'entamer les travaux.

Etape 2 : Apres coulage de la dalle de compression (section en T) :

Dans ce cas, la dalle de compression et la poutrelle travaille comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives semi encastres, et les autres comme appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q.

Nous allons calculer la poutrelle du plancher de sous-sol et celui de DRC, puis on adopte le même ferrailage pour les planchés terrasse et d'étage courant,.

Plancher de sous-sol :

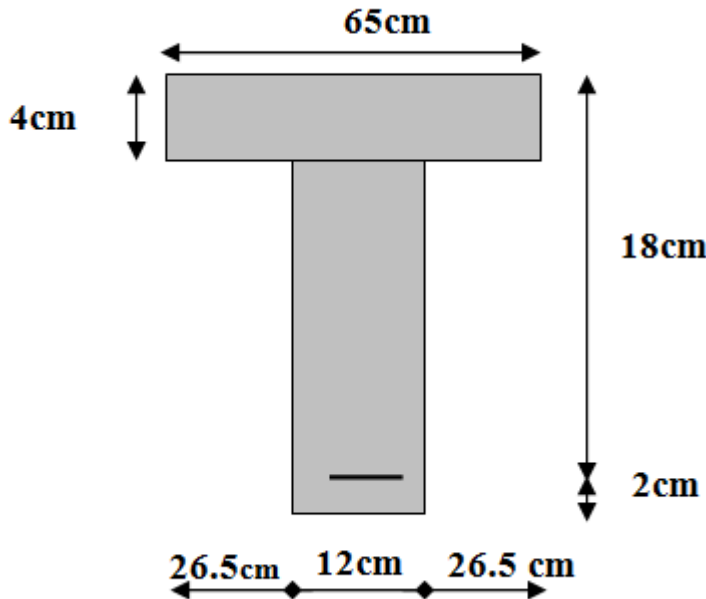


Figure.III.7.7.Détermination des paramètres.

Dimensionnement de la poutrelle :

$$h = \left(\frac{L}{22,5} \right) = \frac{380}{22,5} = 16.88 \text{ cm}$$

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la poutrelle).

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression).

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

L_0 : la distance entre deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L = 3.80 \text{ cm}$$

(L : longueur de la plus grande travée).

$$D'où \ b_1 \leq \min(26.5 ; 38) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b=2 b_1+b_0$$

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

Les charges et surcharges : La table supporte :

Le poids propre du plancher : $G = 5,61 \times 0,65 = 3.65 \text{ KN/ml}$

• La surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2.28 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.65) + 1.5 (2.28) = 8.348 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 8.348 \text{ KN/ml}$$

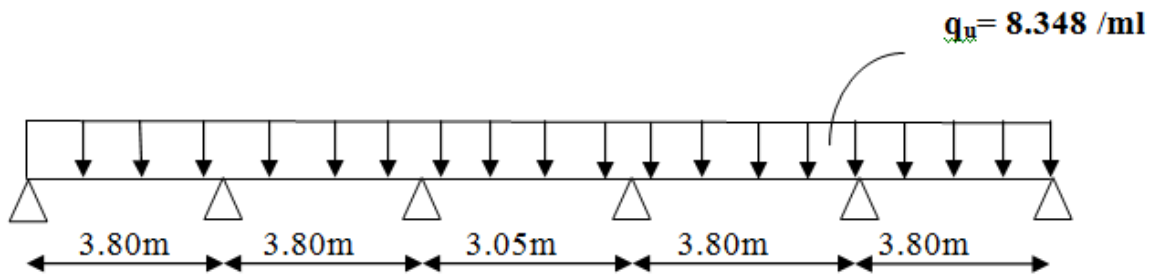


Figure.III.7.8.schéma statique de la poutrelle.

III.7.3.Choix de la méthode de calcul :

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

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 91 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d'exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$.
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres, sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

[BAE 99/ Art B.2 ,210]

condition 1 : La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \min (2G ; 5\text{KN})$$

$$2G = 2 \times 3.646 = 7.292 \text{ KN}$$

$$Q = 2.28 < \min (7.292 ; 5) = 5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 2 : Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revête \Rightarrow Condition vérifiée.

condition 3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,80} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,05} = 1,245 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 0,8 \leq \frac{3,05}{3.80} = 0,802 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,80} = 1 \leq 1,25 \end{array} \right.$$

condition 4 : Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée.

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

B .Principe de la méthode (BAEL91 modifie 99 J.P Mougins art 3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à 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.

C .Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs

non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

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

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

d. Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

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

$$\alpha = \frac{2 \cdot 28}{2 \cdot 28 + 3 \cdot 65} = 0,384$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes

| α | $1+0.3\alpha$ | $\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$ | $\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$ |
|----------|---------------|---------------------------|-----------------------------|
| 0.416 | 1.115 | 0.557 | 0.657 |

Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis :

La poutrelle de notre bâtiment comporte 6 travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous :

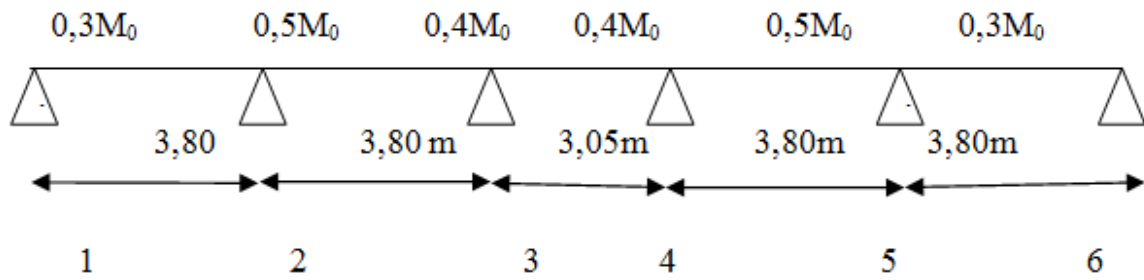


Figure .III.7.7.Coefficients forfaitaires sur appuis

e. Calcul des moments en travée en fonction de M_o

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05 M_o ; (1 + 0,3\alpha) M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right.$$

Avec :

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_o : Moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

A.N. :

a) Travées de rive (1-2) et (5-6) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,725M_o \\ M_t \geq 0,662M_o \end{array} \right.$$

b) Travées intermédiaires (2-3) et (4-5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \end{array} \right. \text{travée du milieu} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,675M_o \\ M_t \geq 0,562M_o \end{array} \right.$$

c) Travée intermédiaire (3-4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,125M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,416)}{2} M_o \end{array} \right. \text{travée de rive} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,725M_o \\ M_t \geq 0,562M_o \end{array} \right.$$

Diagramme final des moments fléchissant :

Moments en travées :

a) Travées (1-2) et (5-6) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,348 \times 3,80^2}{8} = 15,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,725M_o = 0,725 \times 15,07 = 10,92 \text{ KN.m}$$

b) Travées (2-3) et (4-5) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,348 \times \overline{3,80}^2}{8} = 15,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(4-5)} = 0,675M_o = 0,675 \times 15,07 = 10,17 \text{ KN.m}$$

c) Travée (3-4) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{8,348 \times \overline{3,05}^2}{8} = 9,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = 0,725M_o = 0,725 \times 9,7 = 7,03 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_{0,12} = 0,3 \times 15,07 = 4,521 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = M_{a5} = 0,5 \times \max(M_{0,12}; M_{0,23}) = 0,5M_{0,12} = 0,5 \times 15,07 = 7,535 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = M_{a4} = 0,4 \times \max(M_{0,23}; M_{0,34}) = 0,4M_{0,34} = 0,4 \times 15,07 = 6,028 \text{ KN.m}$$

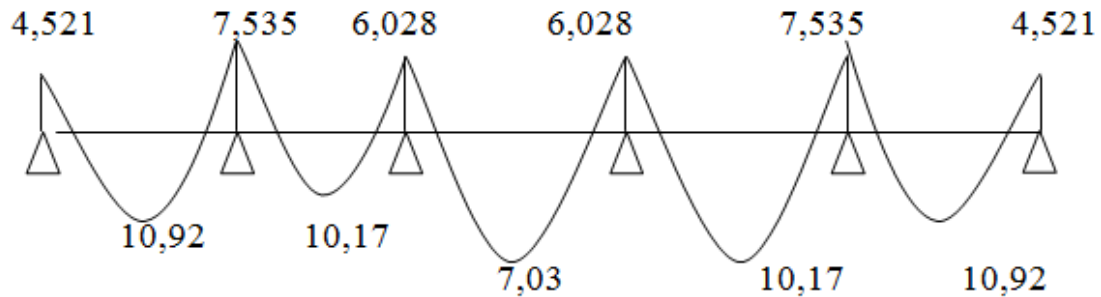


Figure III.7.8. Diagramme des moments fléchissant en [KN.m]

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

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

M_i ; M_{i+1} : moments aux appuis i et $(i+1)$, à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{q \cdot Li}{2} - q \cdot x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q \cdot Li}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

L'effort tranchant aux appuis i et $(i+1)$:

$$T_i = T(x = 0) = \frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

$$T_{i+1} = T(x = Li) = -\frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

Li : La portée de la travée

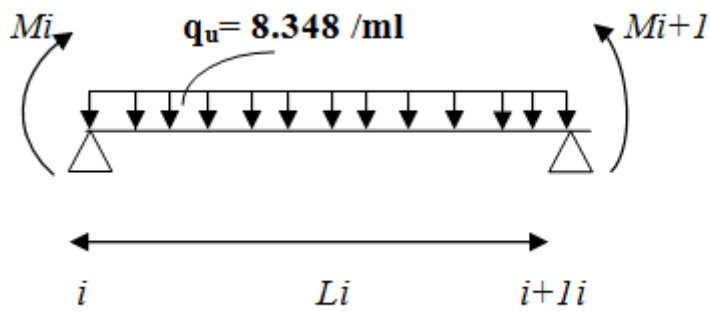


Figure III.7.9

travée (1-2) :

Appuis 1 :

$$T_1 = \frac{q_u L_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_1 = \frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{7,535 - 4,521}{3,80}$$

$$T_1 = 15.07 \text{ KN}$$

Appui 2 :

$$T_2 = -\frac{q_u L_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = -\frac{8.348 \times 3.80}{2} - \frac{7.535 - 4.521}{3.80}$$

$$T_2 = -16.65 \text{ KN}$$

Travée (2-3):

Appuis 2 :

$$T_2 = \frac{q_u L_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_2 = \frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{6,028 - 7,535}{3,80}$$

$$T_2 = 16.25 \text{ KN}$$

Appuis 3:

$$T_3 = -\frac{q_u L_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_3 = -\frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{6,028 - 7,535}{3,80}$$

$$T_3 = -15,46KN$$

Travée (3-4):

Appuis 3 :

$$T_3 = \frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_3 = \frac{8,348 \times 3,05}{2} - \frac{6,028 - 6,028}{3,60}$$

$$T_3 = 12,73KN$$

Appuis 4 :

$$T_4 = -\frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_4 = -\frac{8,348 \times 3,05}{2} - \frac{6,028 - 6,028}{3,05}$$

$$T_4 = -12,73KN$$

Travée (4-5):

Appuis 4 :

$$T_4 = \frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_4 = \frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{7,535 - 6,028}{3,80}$$

$$T_4 = 15,46KN$$

Appuis 5 :

$$T_5 = -\frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_5 = -\frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{7,535 - 6,028}{3,80}$$

$$T_5 = -16,25KN$$

Travée (5-6):

Appuis 5 :

$$T_5 = \frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_5 = \frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{4,521 - 7,535}{3,80}$$

$$T_5 = 16,65 \text{ KN}$$

Appuis 6 :

$$T_6 = -\frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_6 = -\frac{8,348 \times 3,80}{2} - \frac{4,512 - 7,535}{3,80}$$

$$T_6 = -15,06 \text{ KN}$$

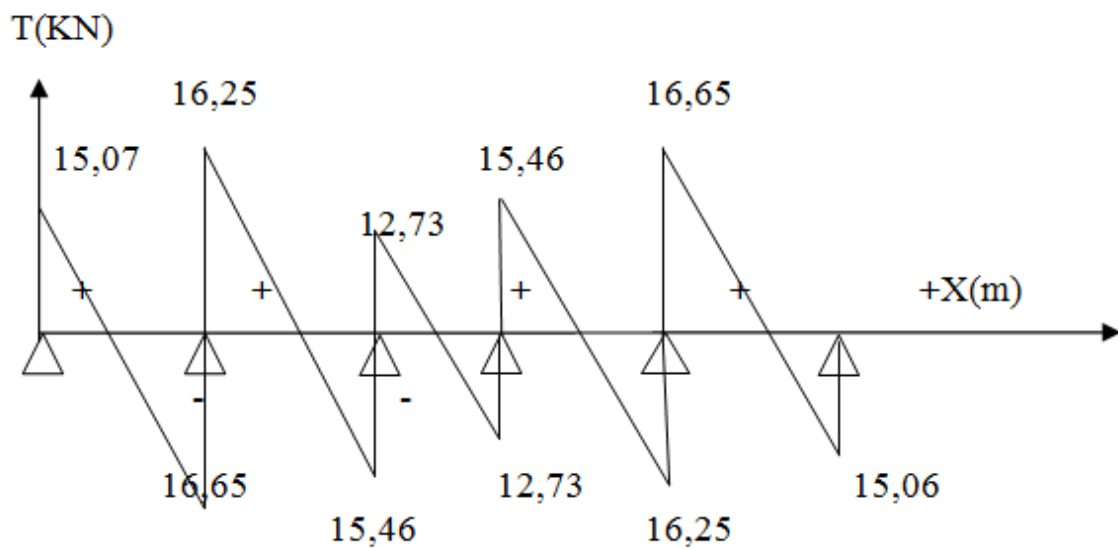


Figure III.7.10. Diagramme des efforts tranchant [KN]

III.7.4.Calcul des armatures (à L'ELU) :

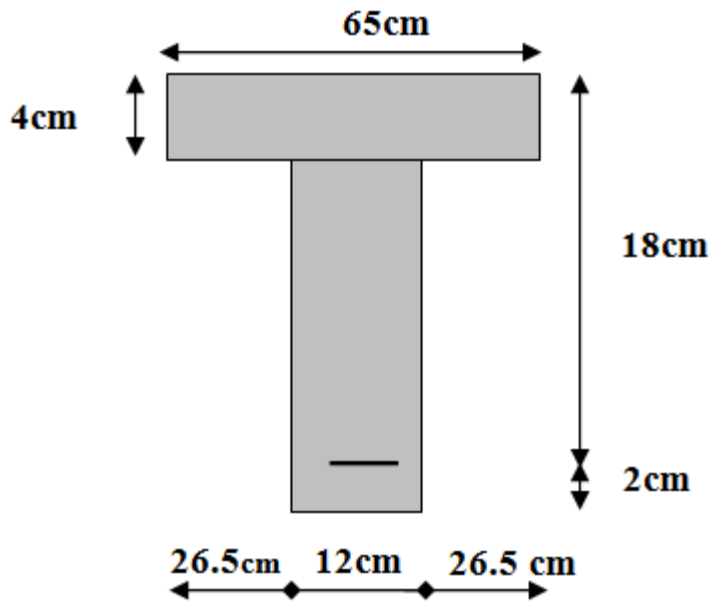


Figure III.7.11.Présentation des paramètres

$$h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; b = 65\text{cm} ; c=2\text{cm}$$

$$d = 18\text{cm}$$

Le ferrailage se fera à L'ELU, on adoptera les moments Maximum en travée et sur appui :

$$M_{t_{max}}=10.92\text{KN.m}$$

$$M_{a_{max}}=7.535\text{KN.m}$$

◆ Armatures longitudinales

•En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, une partie de la dalle de compression en considérant le moment maximal :

$$M_t = 10.92\text{KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59,07\text{KN.m}$$

$$M_0 = 59.07\text{KN.m}$$

$$M_0 \succ M_t = 10.36\text{KN.m}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, elle est partiellement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{ cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$, car le béton tendu est négligeable $b \times h (65 \times 20)$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{10.92}{14.2 \times (0.18)^2 \cdot 0.65 \times 10^3} = 0.036 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ L a section est simplement armée (SSA)

Tab(ELU)

$$\mu_b = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.92 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 $\Rightarrow A_T = 3.39 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.535}{14.2 \times 10^3 \times 0.12 \times (0.18)^2} = 0.136 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ L a section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.136 \longrightarrow \beta = 0.927$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.535 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = 2\text{HA}12 \Rightarrow A_T = 2.26 \text{ cm}^2$

◆ Armatures transversales : [BAEL 91 Art 7.2, 2]

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_o}{10}; \phi_{\ell_{\max}}; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{ diamètre des armatures transversales.}$$

$b_o = 12\text{ cm}$: largeur de la section.

$h = 20\text{ cm}$: hauteur de la section.

$\phi_{\ell_{\max}} = 1.2\text{ cm}$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{12}{10}; 1,2; \frac{20}{35}\right) \text{ cm} = 0,57$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

$$A_t = 2\left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4}\right) = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les étriers est comme suit :

Selon le BAEL91,

$$S_t \leq \min\left(0,9d; 40 \text{ cm}; \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0}\right) \Leftrightarrow S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 27,42 \text{ cm})$$

$$S_t = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \times b_0} = \frac{0,56 \times 235}{16,2 \times 12} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ sur $l' = 2h = 40 \text{ cm}$ à partir de 5 cm du nu d'appui et $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

| | $M_u(\text{KN} \cdot \text{m})$ | μ_b | β | $A_{\text{Scalculée}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adoptés}}$ | Section adoptée (cm^2) |
|--------|---------------------------------|---------|---------|-------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| appuis | 7,375 | 0,136 | 0,927 | 1,30 | 2HA12 | 2.26 |
| travée | 10,92 | 0,036 | 0,982 | 1,77 | 2HA12 | 2.26 |

Armatures transversal :

| $\phi_{\text{calculé}}$ | Section total A_t (cm^2) | Espacement en travée (cm) | Espacement nu d'appui (cm) |
|-------------------------|--|------------------------------|----------------------------|
| $\phi 6$ | $2 \phi 6 = 0,56$ | 15 | 10 |

N.B :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en T12 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en T12 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

Les dimensions de ces chapeaux dépendent de la longueur de recouvrement (appuis intermédiaire) qui dépend à son tour de la longueur de scellement et l'espacement entre les barres :

$$- \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,4 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 49,38 \text{ cm}$$

$$- f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$- \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

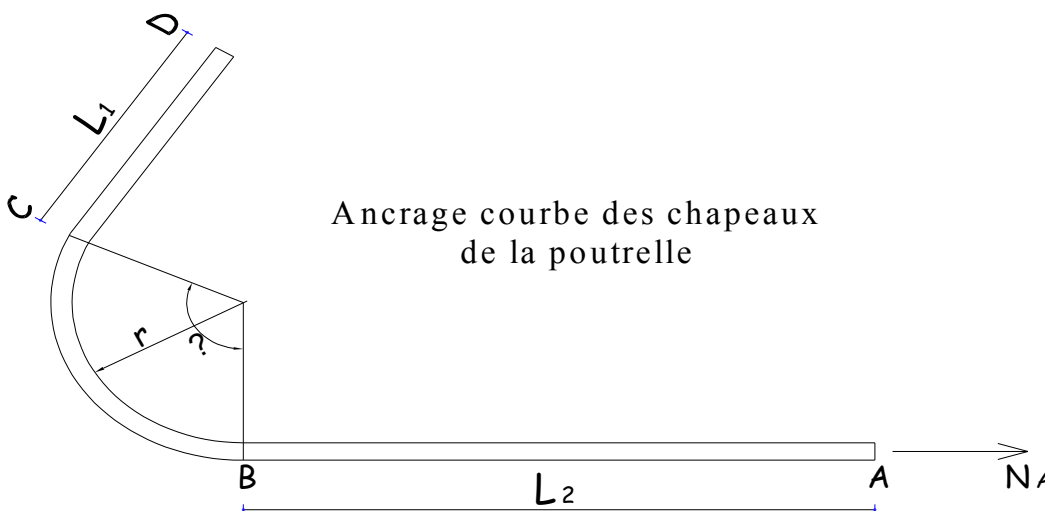
$$- \psi_s = 1 \text{ pour les ronds lisses.}$$

Puisque l'espacement entre les barres étant nul, donc $\ell_r = \ell_s \approx 50 \text{ cm}$

$$- \text{Chapeaux sans crochets } \ell = 2\ell_r + 10 = 110 \text{ cm.}$$

- Chapeaux avec crochet :

On adoptera un ancrage à 110° pour éviter l'éclatement du béton vers l'extérieur sous la poussée au vide avec un longueur $L_1 = 6 \text{ cm}$ et $L_2 = 20,8 \text{ cm}$



Les vérifications :

► Vérification de la condition de nom fragilité du béton : [BAEL 91 Art 4.2. 1]

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

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

- En travée $A_t = 2.26 \text{ m}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

- En appui $A_A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

► Vérification de la contrainte tangentielle : [BAEL 91 Art 5.12, 11]

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne ainsi que la fissuration est peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

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

$$V_u^{\max} = T_u = 16,65 \text{ KN}$$

V_u^{\max} : Effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{16,65 \times 10}{12 \times 18} = 0,770 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,770 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

► Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

[BAEL 91 /Art A .5.1.313] :

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de pression dans la bielle d'about.

Influence sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq (b_o \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) / 2$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

A.N :

$$V_u = 16,65KN \leq b_0 \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} / 2 = 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129.76KN$$

⇒Condition vérifiée

► Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [Art A.5.1, B.A.E.L 91]

► Vérification de contrainte d'adhérence à l'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

Barres de même diamètre alors τ_{se} devient

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \times \sum \mu_i} = \frac{16,65 \times 10}{0,9 \times 18 \times (3.14 \times 1,2)} = 2,73MPa$$

$$\overline{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,835MPa$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour l'acier HA.

$\sum \mu_i$: Périmètre des aciers.

$$\tau_{se} = 2,73 \leq \overline{\tau}_{se} = 2,835Mpa$$

⇒les armatures ne risquent pas de glisser dans le béton

► **vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :**

La longueur de scellement droit est donnée par le [BAEL91 :Art6.1.23

Elle correspond à la longueur d'acier d'adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1,2 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1MPa$$

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$\psi_s = 1$ Pour les ronds lisses.

Admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochets est au moins égale à $0,4L_S$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4L_S = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \quad L_a = 17 \text{ cm}$$

III.7.5. Calcul à ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à L' ELU par le

coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

$$q_s = G + Q = (3.65 + 2.28) = 5.93 \text{ KN / ml.}$$

$$q_u = 5.92 \text{ KN / ml}$$

$$\left(\frac{q_s}{q_u}\right) = \frac{5.930}{8.348} = 0.710$$

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme du moment fléchissant suivant

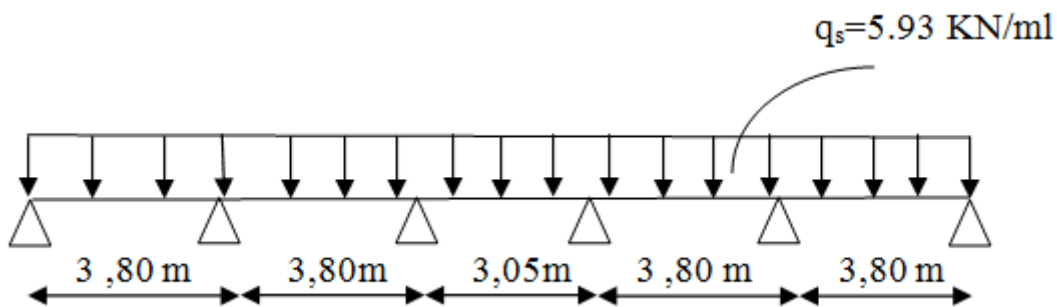


Figure III.7.12.schéma statique de la poutelle

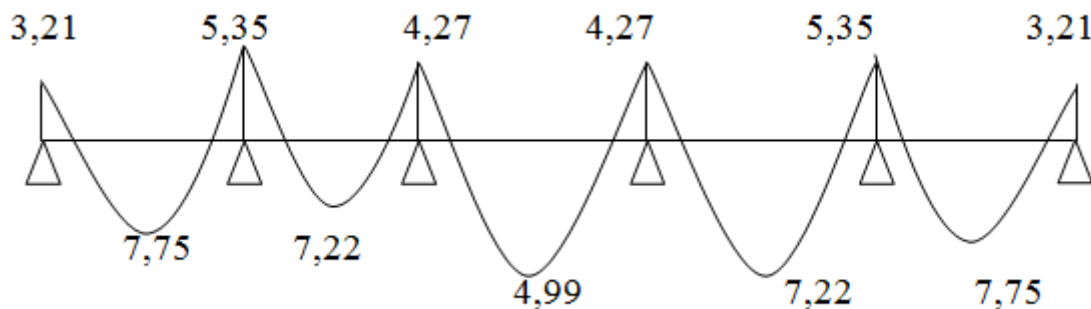


Figure III.7.13.Diagramme des moments fléchissant en [KN.m]

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme des efforts

Tranchants suivant :

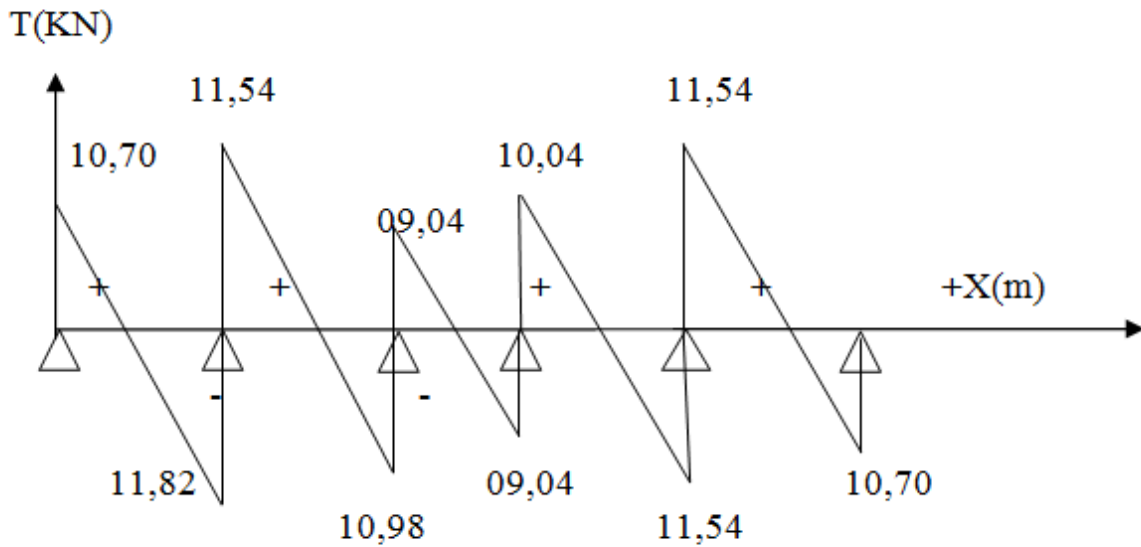


Figure .III.7.14. Diagramme des efforts tranchants en [KN]

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

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite des fissures.

► Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 / Art .A.4.5.2]

Etat limite de résistance à la compression du béton :

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

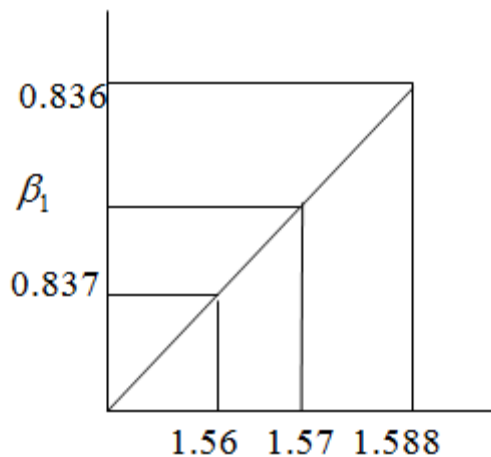
$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.57$$

Interpolation :

$$\frac{1.588 - 1.570}{1.588 - 1.560} = \frac{0.836 - \beta_1}{0.836 - 0.837}$$



$$\beta_1 = 0.8366$$

$$\alpha_1 = 3(1 - \beta_1) \quad \text{-----} \rightarrow \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.75 \times 10^6}{0.8366 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 151.81 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 9.71 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 0.049 \\ \beta = 0.8584 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.35 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 153.21 \text{ MPa}$$

$$K. \sigma_s = 7.50 < 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

► Etat limite de déformation :

Les règles de (Art.6.5.2.BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à L'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites

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

Avec :

h : Hauteur totale de la section ($h = 20$ cm).

L : Longueur libre de la plus grande travée (Portée entre nus d'appuis) .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M'_s : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la table de compression

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : Largeur de la nervure

Vérification

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad L = 380 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 7.75 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.93 \times 3.80^2}{8} = 10.70 \text{ KNm}$$

$$q_s = 5.93 \text{ KN/m.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.053 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7.75}{10 \times 10.70} = 0.072 \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ Condition non vérif}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

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

Avec :

M_t^s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

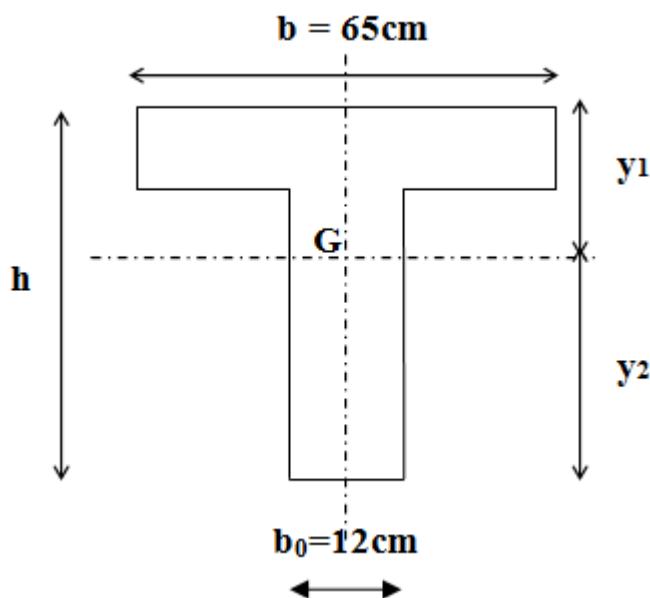
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :



Position du centre de gravité

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec : A_t : Section d'armatures tendues.

B_0 : Section du béton

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

$$B_0 = h_0(b - b_0) + b_0h + nA_t = (65 - 12) \times 4 + 12 \times 20 + 15 \times 3.39 \\ = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0h \times h/2 + (b - b_0)h_0 \times h_0/2 + 15A_t \times d$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times 20/2 + (65 - 12) \times 4 \times 4/2 + 15 \times 3.39 \times 18 = 2874.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2874.85}{502.85} = 5.717 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 5.717 = 14.283 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15.A.(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (5.717^3 + 14.283^3) + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(5.717 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.39 (14.283 - 2)^2$$

$$I_0 = 24134.1 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armature).

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

◆ La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta.d.A} = \frac{7.75 \times 10^3}{0.8366 \times 18 \times 3.39} = 151.81 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 151,81 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{0,316 ; 0\} = 0,316$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 24134,1}{1 + 1,047 \times 0,316} = 19947,75 \text{ .Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,75 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,86 \times 19947,75 \times 10^4} = 5,18 \text{ mm} < \bar{f} = 7,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8. Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre structure sont à corps creux d'épaisseur (16 + 4), avec une dalle de compression de 4cm. Les corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm et disposées suivant le sens de la petite portée, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

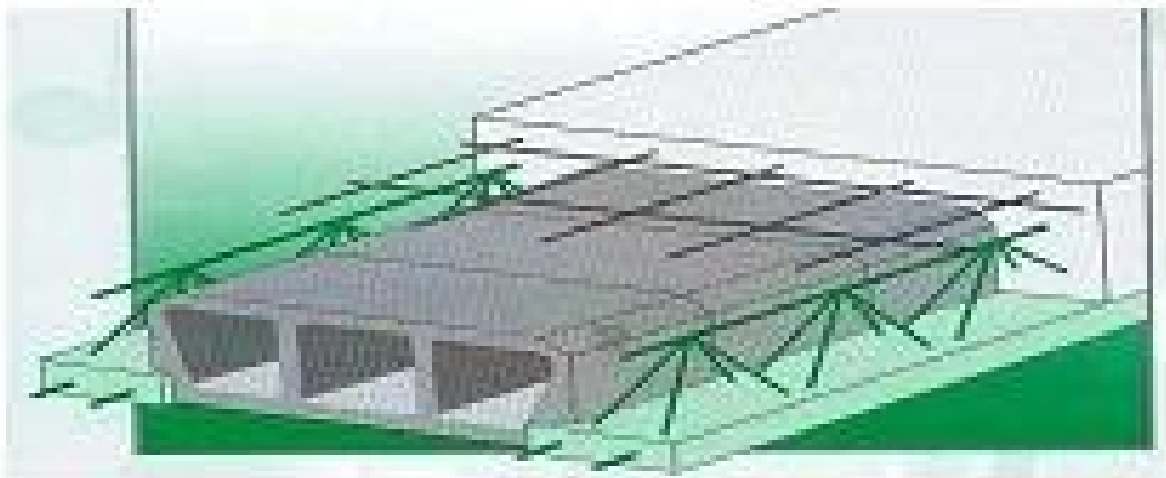
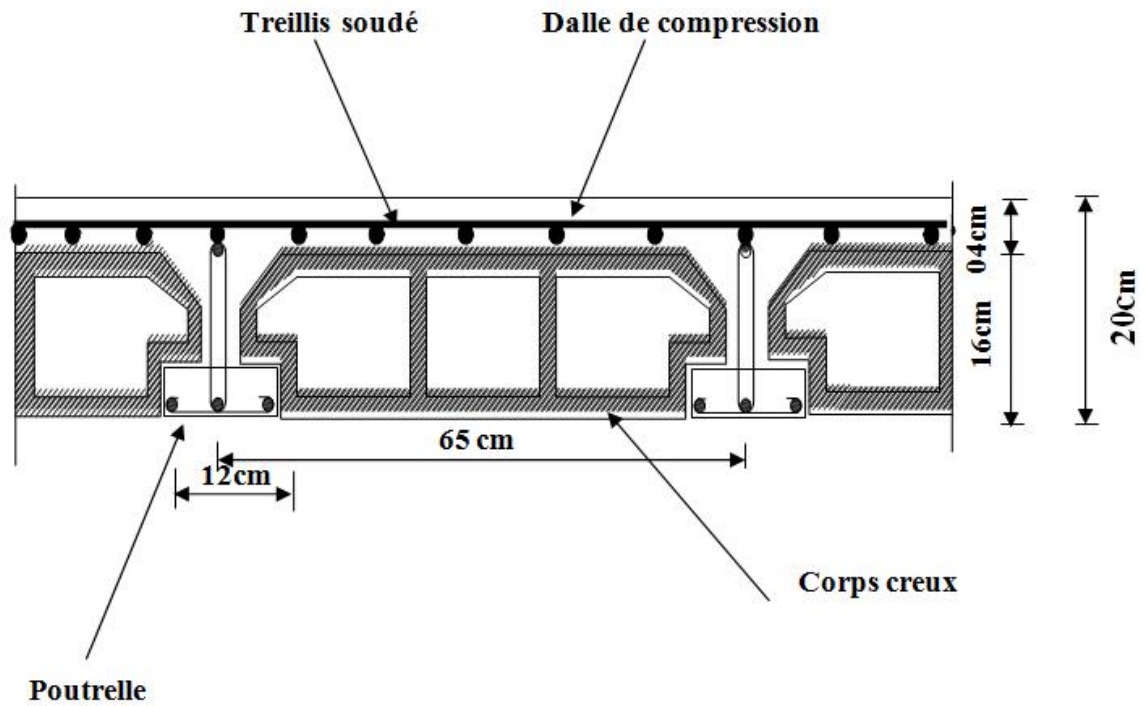


Fig.III.8.1.Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

8.1.Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

[BAEL91/B.6.8,423] : Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} [cm^2/m_l] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [cm^2/m_l] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa.

Armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} [cm^2/m_l] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Ferraillage de la dalle de compression :

Dans notre cas :

$$L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

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

$$\text{Soit : } 5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2/ml$$

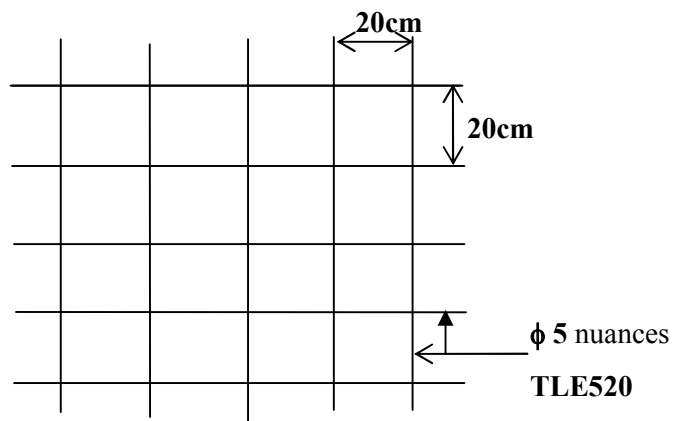


Figure.III.8.2.Treillis soudé de 20x20

Avec un espacement $s_t = 20\text{cm}$.

$$\triangleright A_{tj} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5 \phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de

Compression un treillis soudé

(TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

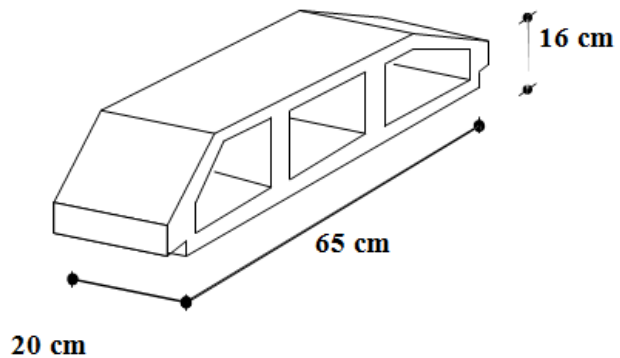
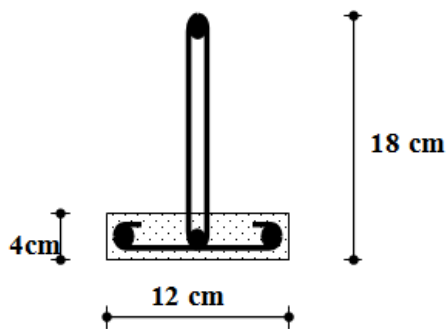


Figure.III.8.3.Poutrelle préfabriquée.

Figure.III.8.4.Corps creux.

8.2. Calcul des poutrelles :

Tous les planchers du bâtiment sont en corps creux associés à des poutrelles préfabriquées, qui seront disposées suivant le sens de la petite portée. Ces dernières possèdent des armatures d'attente qui seront liées à celle de la dalle de compression et des poutres.

Etape 1 : Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

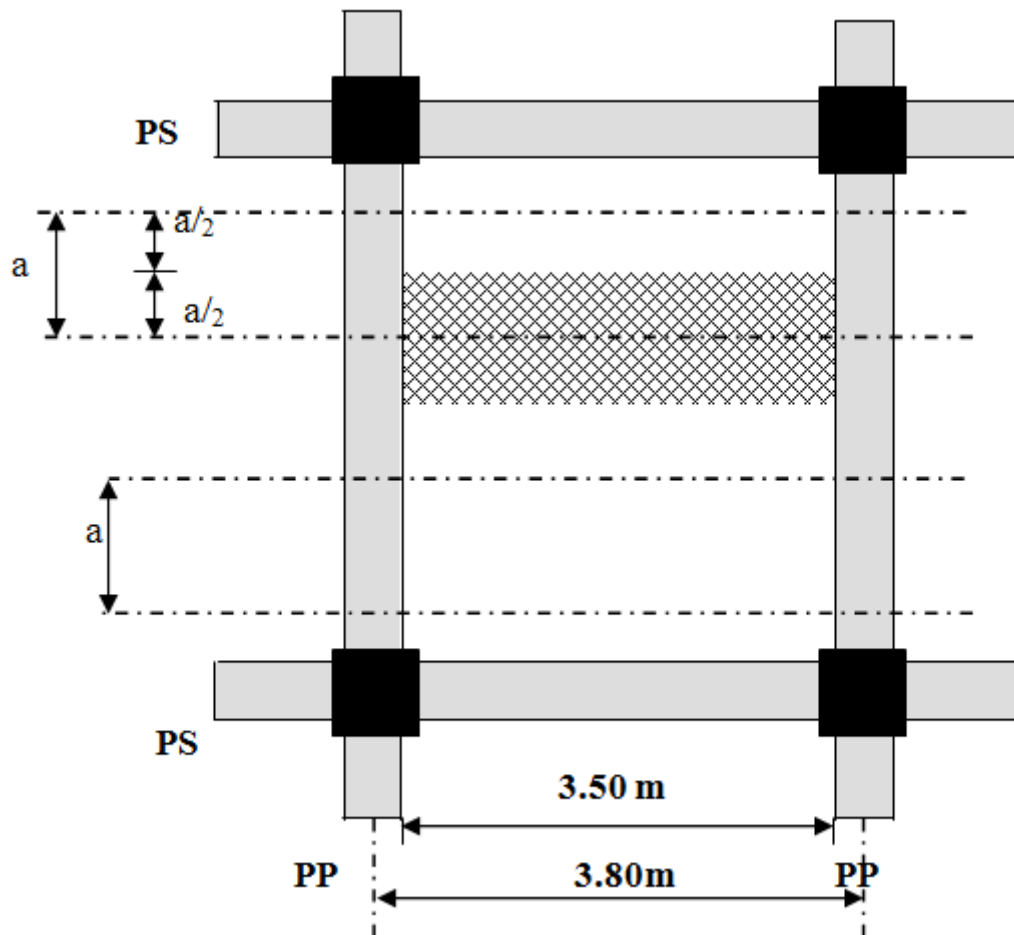
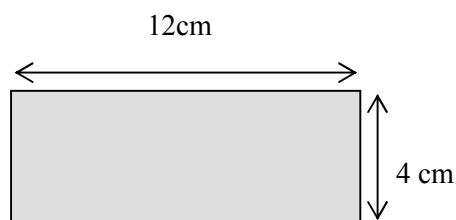


Figure.III.8.5

$a = 0,65 \text{ m}$: largeur du plancher repris par la poutrelle

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



► Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ [KN/ m]}$

► Poids du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ [KN/m]}$

► Surcharge due à l'ouvrier : $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ [KN/m]}$

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ [KN/m]}$

Charge d'exploitation : $Q = 0,65 \text{ [KN/m]}$

Calcul à L'E LU :

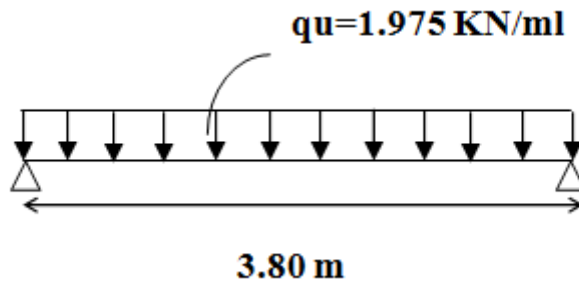


Figure.III.8.6.schéma statique de la poutrelle

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 (0,62+0,12) + 1,5 (0,65) = 1,975 \text{ KN/ml}$$

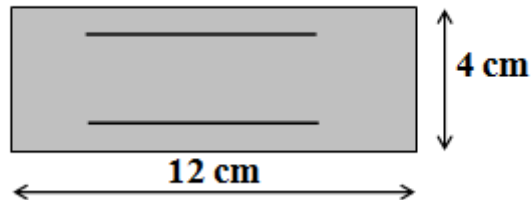
- Calcul du moment en travée : (BAEL 91)

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{1,975 \times (3,80)^2}{8} = 3,56 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,975 \times 3,80}{2} = 3,75 \text{ KN}$$

Ferraillage :



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

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

- Calcul de μ_b

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,56 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,22 \gg \mu_R = 0,392$$

$\mu_b \gg \mu_R \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA).

On constate que la section nécessite des aciers comprimés, et comme la section du béton est très faible, on ne peut pas disposer convenablement ses armatures, on est alors obligé de prévoir un système d'étayage sur lequel va reposer la poutrelle avant d'entamer les travaux.

Etape 2 : Apres coulage de la dalle de compression (section en T) :

Dans ce cas, la dalle de compression et la poutrelle travaille comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives semi encastres, et les autres comme appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q.

Nous allons calculer la poutrelle du plancher de RDC, puis on adopte le même ferrailage pour les planchés de la terrasse et les étages courant.

Plancher de RDC :

Dimensionnement de la poutrelle :

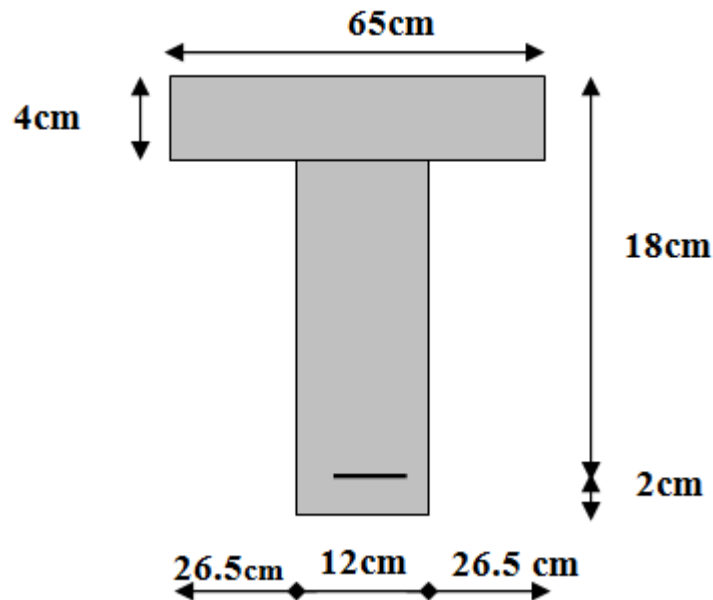


Figure.III.8.7.Détermination des paramètres.

$$h = \left(\frac{L}{22,5} \right) = \frac{380}{22,5} = 16.88 \text{ cm}$$

h = 16 + 4 = 20 cm (hauteur de la poutrelle).

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

b₀ = 12 cm (largeur de la nervure).

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

L₀ : la distance entre deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L = 3.20\text{m}$

(L : longueur de la plus grande travée).

D'où $b_1 \leq \min(26.5; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0$

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

La table supporte : Les charges et surcharges :

Le poids propre du plancher : $G = 5,61 \times 0,65 = 3.646 \text{ KN/ml}$

• La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges à l'ELU :

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.646) + 1.5 (0.975) = 6.38 \text{ KN/ml}$

$q_u = 6.38 \text{ KN/ml}$

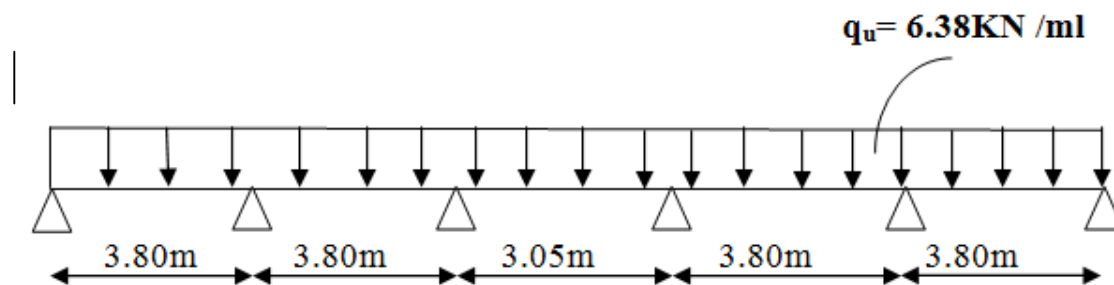


Figure.III.8.8.schéma statique de la poutrelle.

8.3. Choix de la méthode de calcul :

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

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

.

Parmi toutes les méthodes de calcul des poutres continues qui existent, le BAEL 91 nous recommande la « méthode forfaitaire » qui est convenable pour des planchers à charge d'exploitation modérée tel que le plancher de notre bâtiment, et pour appliquer cette méthode notre poutre doit satisfaire quelques conditions qui sont les suivantes :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.
- Les portées successives des poutres, sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques dans toutes les travées.

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

[BAE 99/ Art B.2 ,210]

Hypothèse 1 : La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \min (2G ; 5KN)$$

$$2G = 2 \times 3.646 = 7.292 \text{ KN}$$

$$Q = 0.975 < \min (7.292 ; 5) = 5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Hypothèse 2 : Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

 \Rightarrow Condition vérifiée.

Hypothèse 3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,80} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,05} = 1,24 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ 0,8 \leq \frac{3,05}{3,80} = 0,8 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,80}{3,80} = 1 \leq 1,25 \end{array} \right.$$

Hypothèse 4 : Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

 \Rightarrow Condition vérifiée.**Conclusion :**

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée.

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

b. Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99 J.P Mougins art 3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à 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.

C. Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs

non pondérées
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison
$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$
 dont L longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

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

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

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;

0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

d. Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

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

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.646} = 0.21$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes

| | | | |
|----------|---------------|-------------------------|---------------------------|
| α | $1+0.3\alpha$ | $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ | $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$ |
| 0.416 | 1.063 | 0.531 | 0.631 |

Détermination des coefficients forfaitaires sur appuis :

La poutrelle de notre bâtiment comporte 6 travées, et les coefficients forfaitaires au niveau des appuis seront comme le montre la figure ci-dessous :

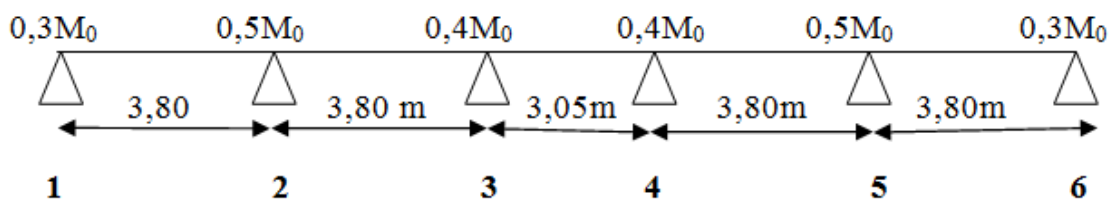


Figure .III.8.7.Coefficients forfaitaires sur appuis

e. Calcul des moments en travée en fonction de M_o

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05 M_o ; (1 + 0,3\alpha) M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right.$$

Avec :

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

M_o : Moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

A.N. :

a) Travées de rive (1-2) et (5-6) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,063M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,21)}{2} M_o \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,663M_o \\ M_t \geq 0,631M_o \end{array} \right. \quad \text{travée de rive}$$

b) Travées intermédiaires (2-3) et (4-5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,063M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,21)}{2} M_o \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,613M_o \\ M_t \geq 0,531M_o \end{array} \right. \quad \text{travée du milieu}$$

c) Travée du milieu (3-4)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,063M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,21)}{2} M_o \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,663M_o \\ M_t \geq 0,531M_o \end{array} \right. \quad \text{travée de rive}$$

Diagramme final des moments fléchissant :

Moments en travées :

a) Travées (1-2) et (5-6) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,80^2}{8} = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(5-6)} = 0,663M_o = 0,663 \times 11,52 = 7,64 \text{ KN.m}$$

b) Travées (2-3) et (4-5) :

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,80^2}{8} = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 0,613M_o = 0,613 \times 11,52 = 7,06 \text{ KN.m}$$

c) Travée (3-4):

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{6,38 \times 3,05^2}{8} = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 0,663M_o = 0,663 \times 7,42 = 4,92 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_{a1} = M_{a6} = 0,3M_{0,12} = 0,3 \times 11,52 = 3,456 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2} = M_{a5} = 0,5 \times \max(M_{0,12}; M_{0,23}) = 0,5M_{0,12} = 0,5 \times 11,52 = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3} = M_{a4} = 0,4 \times \max(M_{0,23}; M_{0,34}) = 0,4M_{0,23} = 0,4 \times 11,52 = 4,608 \text{ KN.m}$$

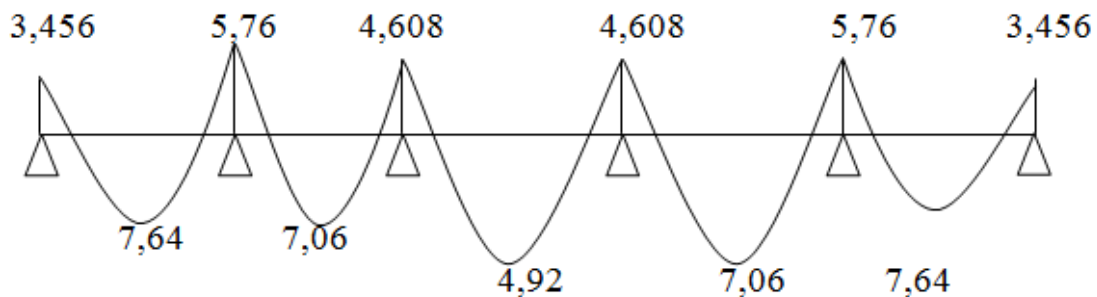


Figure III.8.8.Diagramme des moments fléchissant en [KN.m]

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

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

M_i ; M_{i+1} : moments aux appuis i et $(i+1)$, à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{q.Li}{2} - q.x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q.Li}{2} - q.x + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

L'effort tranchant aux appuis i et $(i+1)$:

$$T_i = T(x=0) = \frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

$$T_{i+1} = T(x=Li) = -\frac{q \times Li}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{Li}$$

Li : La portée de la travée

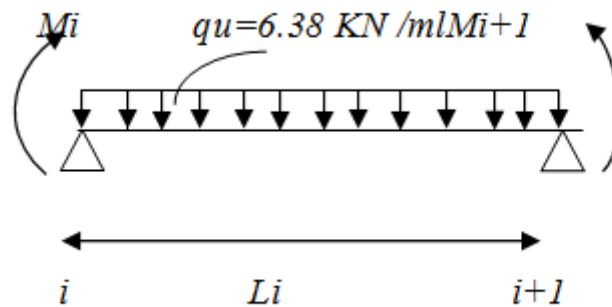


Figure III.8.9

travée (1-2) :

Appuis 1 :

$$T_1 = \frac{q_u \cdot L_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_1 = \frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{5,76 - 3,456}{3,80}$$

$$T_1 = 11.51KN$$

Appui 2 :

$$T_2 = -\frac{q_u \cdot L_{1-2}}{2} - \frac{M_2 - M_1}{L_{1-2}}$$

$$T_2 = -\frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{5,76 - 3,456}{3,80}$$

$$T_2 = -12.73KN$$

Travée (2-3):

Appuis 2 :

$$T_2 = \frac{q_u \cdot l_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_2 = \frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{4,608 - 5,76}{3,80}$$

$$T_2 = 11,81 \text{KN}$$

Appuis 3:

$$T_3 = -\frac{q_u \cdot l_{2-3}}{2} - \frac{M_3 - M_2}{L_{2-3}}$$

$$T_3 = -\frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{4,608 - 5,76}{3,80}$$

$$T_3 = -12,42 \text{KN}$$

Travée (3-4):

Appuis 3 :

$$T_3 = \frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_3 = \frac{6,38 \times 3,05}{2} - \frac{4,608 - 4,608}{3,05}$$

$$T_3 = 9,73 \text{KN}$$

Appuis 4 :

$$T_4 = -\frac{q_u \cdot l_{3-4}}{2} - \frac{M_4 - M_3}{L_{3-4}}$$

$$T_4 = -\frac{8,82 \times 3,60}{2} - \frac{4,608 - 4,608}{3,80}$$

$$T_4 = -9,73 \text{KN}$$

Travée (4-5):

Appuis 4 :

$$T_4 = \frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_4 = \frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{5,76 - 4,608}{3,80}$$

$$T_4 = 11,81 \text{KN}$$

Appuis 5 :

$$T_5 = -\frac{q_u \cdot l_{4-5}}{2} - \frac{M_5 - M_4}{L_{4-5}}$$

$$T_5 = -\frac{6,83 \times 3,80}{2} - \frac{5,76 - 4,608}{3,80}$$

$$T_5 = -12,42 \text{KN}$$

Travée (5-6):

Appuis 5 :

$$T_5 = \frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_5 = \frac{6,38 \times 3,80}{2} - \frac{3,456 - 5,76}{3,80}$$

$$T_5 = 12,73 \text{KN}$$

Appuis 6 :

$$T_6 = -\frac{q_u \cdot l_{5-6}}{2} - \frac{M_6 - M_5}{L_{5-6}}$$

$$T_6 = -\frac{8,82 \times 3,30}{2} - \frac{6,375 - 5,716}{3,30}$$

$$T_6 = -11,51 \text{KN}$$

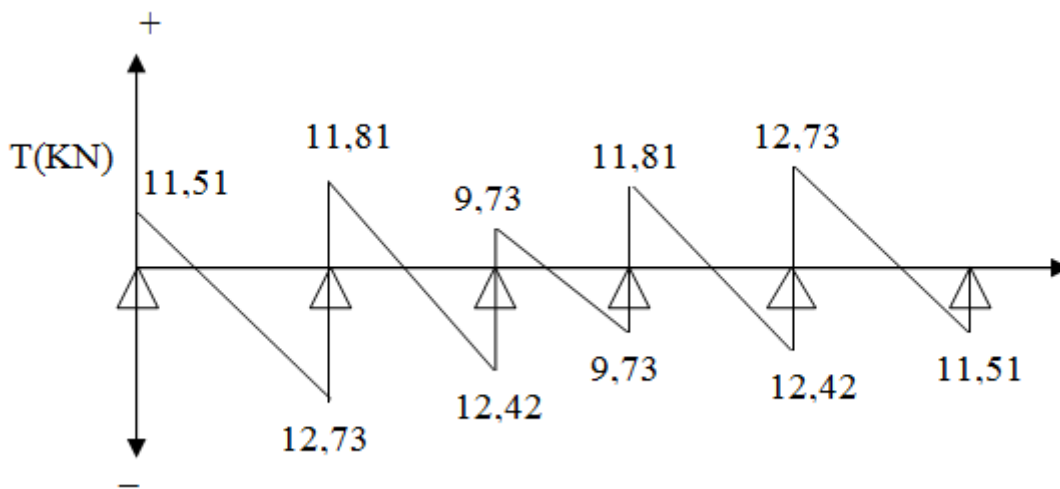


Figure III.8.10. Diagramme des efforts tranchant [KN]

8.4. Calcul des armatures (à L'ELU) :

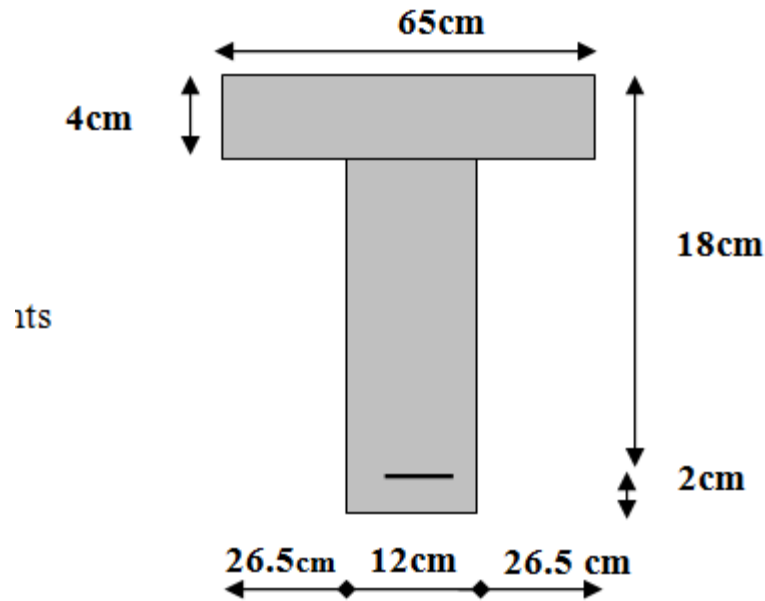


Figure III.8.11. Présentation des paramètres

$h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $c=2\text{cm}$
 $d = 18\text{cm}$

Le ferrailage se fera à L'ELU, on adoptera les moments

Maximum en travée et sur appui :

$M_{t_{max}} = 7.64\text{KN.m}$

$M_{a_{max}} = 5.76\text{KN.m}$

◆ Armatures longitudinales

• En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, une partie de la dalle de compression en considérant le moment maximal :

$M_t = 7.64\text{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$M_0 = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07\text{KN.m}$

$M_0 = 59.07\text{KN.m}$

$M_0 > M_t = 7.64\text{KN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, elle est partiellement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$, car le béton tendu est négligeable $b \times h (65 \times 20)$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.64}{14.2 \times (0.18)^2 \cdot 0.65 \times 10^3} = 0.025 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.025 \xrightarrow{\text{Tab(ELU)}} \beta = 0.9875$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.64 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 $\Rightarrow A_T = 1.57 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5.76}{14.2 \times 10^3 \times 0.12 \times (0.18)^2} = 0.104 < \mu_R = 0.392$$

$\mu_b < \mu_R \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.104 \xrightarrow{\beta = 0.945}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.76 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = 2\text{HA}10 \Rightarrow A_T = 1.57 \text{ cm}^2$

◆ Armatures transversales : [BAEL 91 Art 7.2, 2]

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \phi_{t_{\max}}; \frac{h}{35}\right) \text{ avec : } \phi_t : \text{diamètre des armatures transversales.}$$

$b_0 = 12 \text{ cm}$: largeur de la section.

$h = 20 \text{ cm}$: hauteur de la section.

$\phi_{l_{max}} = 1,0$ cm : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

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

Soit : $\phi_t = 6$ mm

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$

$$A_t = 2 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$At = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les étriers est comme suit :

Selon le BAEL91,

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

$$St = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \cdot 0,4}$$

$$\frac{A_t f_e}{S_t \times b_0} = \frac{0,56 \times 235}{16,2 \times 12} = 0,68 > 0,4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Soit $S_t = 10$ cm sur $l' = 2h = 40$ cm à partir de 5 cm du nu d'appui et $S_t = 15$ cm en travée.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Armatures principales :

| | M_u (KN . m) | μ_b | β | $A_{Scalculée}(\text{cm}^2)$ | $A_{adoptés}$ | Section adoptée (cm ²) |
|--------|----------------|---------|---------|------------------------------|---------------|------------------------------------|
| appuis | 5,76 | 0,104 | 0,945 | 0,97 | 2HA10 | 1.57 |
| travée | 7,64 | 0,025 | 0,9875 | 1,23 | 2HA10 | 1.57 |

Armatures transversal :

| $\emptyset t_{\text{calculé}}$ | Section total A_t (cm^2) | Espacement en travée (cm) | Espacement nu d'appui (cm) |
|--------------------------------|--|------------------------------|----------------------------|
| $\emptyset 6$ | $2 \emptyset 6 = 0,56$ | 15 | 10 |

N.B :

Au niveau des appuis intermédiaires, on doit absolument prévoir des chapeaux en T10 sans crochets pour assurer la continuité des aciers.

Au niveau des appuis aux extrémités, on doit prévoir des chapeaux en T10 avec crochet pour assurer la longueur de scellement de la barre supérieure.

Les dimensions de ces chapeaux dépendent de la longueur de recouvrement (appuis intermédiaire) qui dépend à son tour de la longueur de scellement et l'espacement entre les barres :

$$- \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4(0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1 \times 400 \times 10^2}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 35,27 \text{ cm}$$

$$- f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

- $\psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

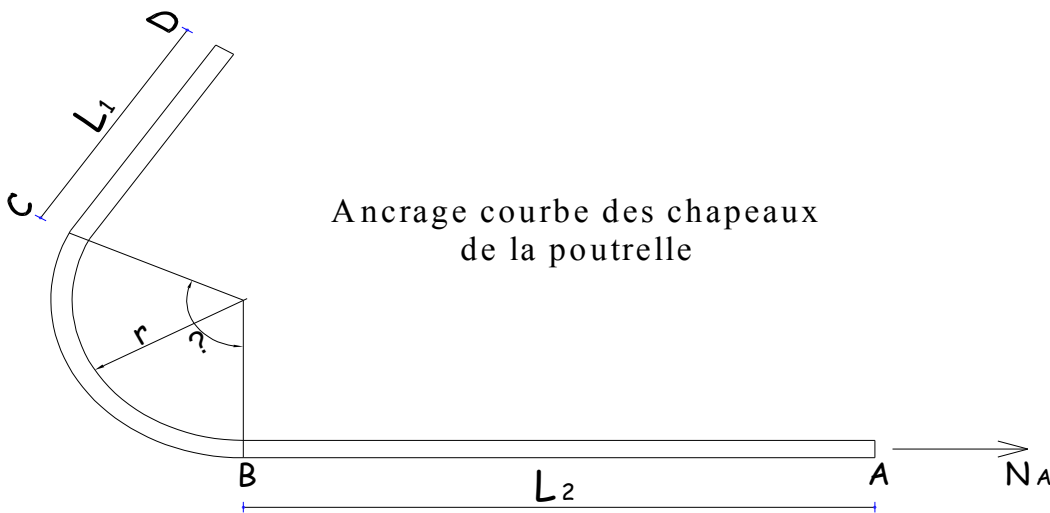
- $\psi_s = 1$ pour les ronds lisses.

Puisque l'espacement entre les barres étant nul, donc $\ell_r = \ell_s \approx 50 \text{ cm}$

- Chapeaux sans crochets $\ell = 2\ell_r + 10 = 110 \text{ cm}$.

- Chapeaux avec crochet :

On adoptera un ancrage à 110° pour éviter l'éclatement du béton vers l'extérieur sous la poussée au vide avec une longueur $L_1 = 6 \text{ cm}$ et $L_2 = 20,8 \text{ cm}$



Les vérifications :

► Vérification de la condition de non fragilité du béton : [BAEL 91 Art 4.2. 1]

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

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

- En travée $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

- En appui $A_A = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

► Vérification de la contrainte tangentielle : [BAEL 91 Art 5.12, 11]

Les armatures d'âme (armatures transversales) sont perpendiculaires à la fibre moyenne et une fissuration peu préjudiciable, comme il est indiqué ci-dessus, le BAEL 91 donne la contrainte tangentielle admissible suivante :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u^{\max} = T_u = 12,73 \text{ KN}$$

V_u^{\max} : Effort tranchant maximal

$$\tau_u = \frac{12,73 \times 10}{12 \times 18} = 0,589 MPa$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,589 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

► Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :

[BAEL 91 / Art A .5.1.313] :

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui : la section des armatures inférieures et la contrainte de pression dans la bielle d'about.

Influence sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b_o a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq (b_o \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) / 2$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 cm$

A.N :

$$V_u = 12,73 KN \leq b_o \times a \times 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} / 2 = 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 25 \times 10^3 = 129.6 KN$$

⇒ Condition vérifiée

► Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [Art A.5.1, B.A.E.L 91]

► Vérification de contrainte d'adhérence à l'entraînement des barres :

La contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

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

Barres de même diamètre alors τ_{se} devient

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \times \sum \mu_i} = \frac{12,73 \times 10}{0,9 \times 18 \times (3.14 \times 1)} = 2,50 MPa$$

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

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour l'acier HA.

$\sum \mu_i$: Périmètre des aciers.

$$\tau_{se} = 2,50 \leq \overline{\tau_{se}} = 2,835 \text{ Mpa}$$

⇒ les armatures ne risquent pas de glisser dans le béton

► vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

La longueur de scellement droit est donnée par le [BAEL91 : Art6.1.23] :

Elle correspond à la longueur d'acier d'adhérence un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{\phi f_e}{4 (0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28})} = \frac{1 \times 400 \times 10^2}{4 (0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \times 10^2)} = 35,27 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$\psi_s = 1$ Pour les ronds lisses.

Admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochets est au moins égale à $0,4L_S$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4L_S = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

8.5. Calcul à ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à L'ELS il suffit de multiplier les résultats de calcul à L' ELU par le

coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u} \right)$.

$$q_s = G + Q = (3.646 + 0.975) = 4,62 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 4.62 \text{ KN / ml}$$

$$\left(\frac{q_s}{q_u} \right) = \frac{4.62}{6.38} = 0.724$$

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme du moment fléchissant suivant

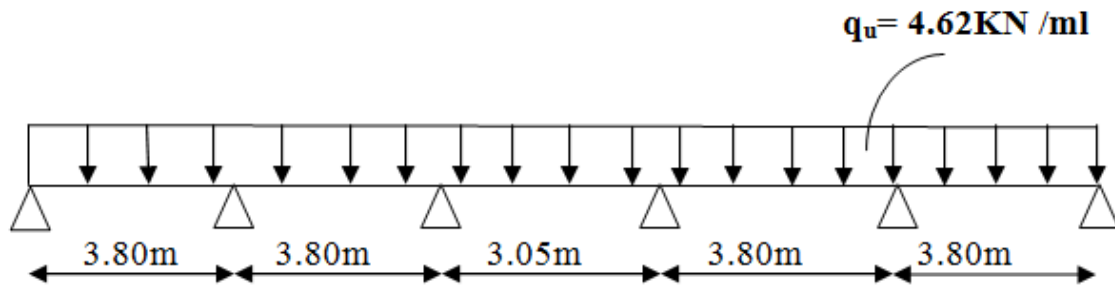


Figure III.8.12. schéma statique de la poutrelle

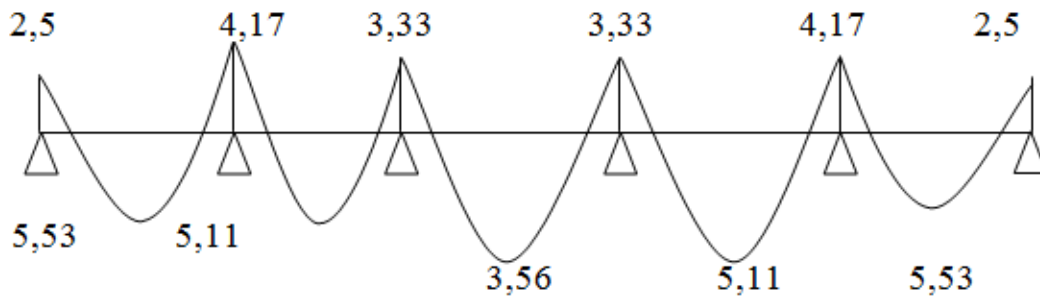


Figure III.8.13. Diagramme des moments fléchissant en [kN.m]

Les valeurs des moments à L'ELS sont représentées sur le diagramme des efforts

Tranchants suivant :

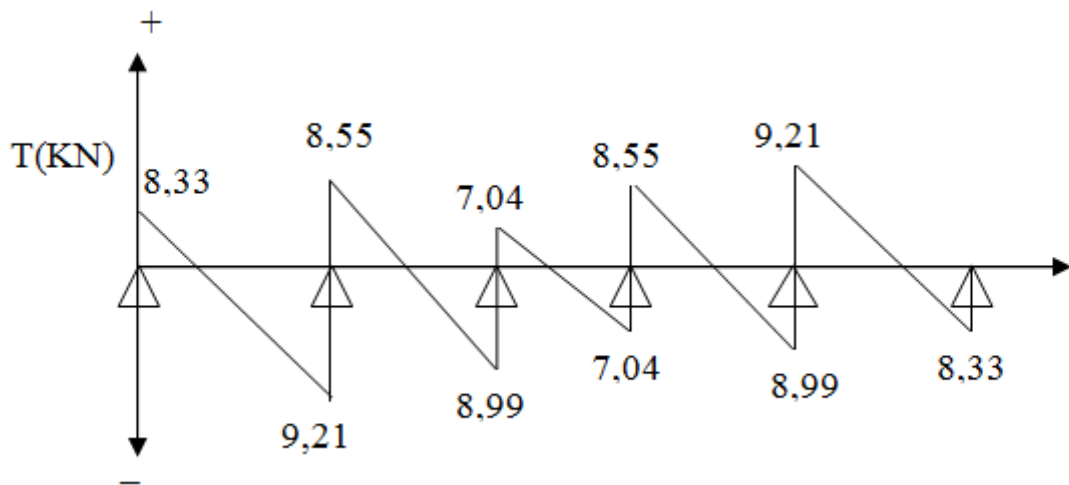


Figure III.8.14. Diagramme des efforts tranchants en [kN]

Les états limites de services sont définis en tenant compte des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite des fissures.

► Etat limite de résistance à la compression : [BAEL 91 /Art .A.4.5.2]

On peut se dispenser de vérifier la contrainte maximale de compression de σ_{bc} si les conditions suivantes sont satisfaites :

- a) Section rectangulaire soumise à la flexion simple \Rightarrow condition vérifiée
- b) Nuance de l'acier feE400 \Rightarrow condition vérifiée
- c) si :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$M_s^t = 5,53 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_u^t = 7,64 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_s^t} = \frac{7,64}{5,53} = 1,381$$

On a $\mu = 0,025$; $\alpha = 0,0317$; Donc $\alpha = 0,0317 \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0,4405 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$M_s^a = 4,17 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_u^a = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^a}{M_s^a} = \frac{5,76}{4,17} = 1,381$$

Si la condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc pas de vérification pour σ_{bc}

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,4405$$

On a $\mu = 0,104$; $\alpha = 0,1376$

Donc $\alpha = 0,1376 \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0,4405 \Rightarrow$ Condition vérifiée

► Etat limite de déformation :

Les règles de (Art.6.5.2.BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à L'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites

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

Avec :

h : Hauteur totale de la section ($h = 20$ cm).

L : Longueur libre de la plus grande travée (Portée entre nus d'appuis) .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_s^t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

b : largeur de la table de compression

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : Largeur de la nervure

Vérification

$$h = 20 \text{ cm} \quad ; \quad L = 355 = 380 - 25 \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 5.53 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}; \quad M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.621 \times 3.55^2}{8} = 7.28 \text{ KNm}$$

$$q_s = 4.621 \text{ KN/m.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{355} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.056 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{5.53}{10 \times 6.68} = 0.082 \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{1.57}{18 \times 12} = 0.0072 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71$$

(BAEL 91/ Art B.6.5.2)

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

Avec :

M_t^s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

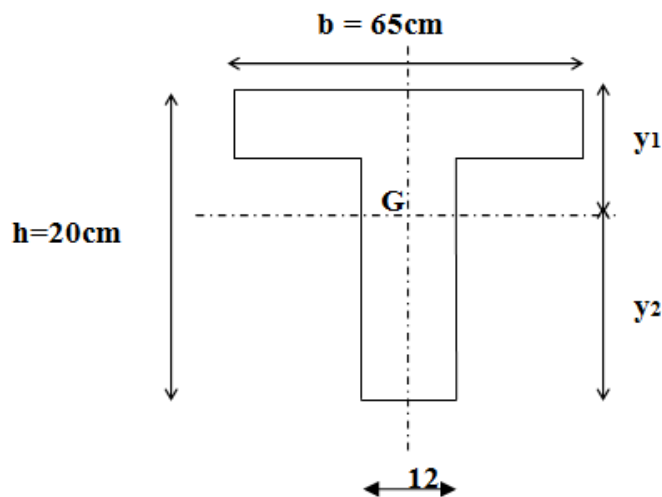
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

\bar{f} : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m. (BAEL.Art.b.6.5.3)

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$



$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Position du centre de gravité

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec : A_t : Section d'armatures tendues.

B_0 : Section du béton.

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

$$B_0 = h_0(b - b_0) + b_0 h + nA_t = (65 - 12) \times 4 + 12 \times 20 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

$$S_{YY} = b_0 h \times h/2 + (b - b_0) h_0 \times h_0/2 + 15 A_t \times d$$

$$S_{YY} = 12 \times 20 \times 20/2 + (65 - 12) \times 4 \times 4/2 + 15 \times 1.57 = 2847.55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2847.55}{475.55} = 5.99 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 5.99 = 14.01 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (5.99^3 + 14.01^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(5.99 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 1.57 (14.01 - 2)^2$$

$$I_0 = 18913.8 \text{ cm}^4$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armature).

$$\rho_1 = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073 \rightarrow \beta_1 = 0.876$$

♦ La contrainte dans les aciers tendues est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{5.53 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 223.38 \text{ MPa}$$

♦ Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0073} = 2.25$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.57 ; 0 \} = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 18913.8}{1 + 2.25 \times 0.57} = 11230.86 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5.53 \times 10^6 \times 3550^2}{10 \times 10818.86 \times 11230.86 \times 10^4} = 5.735 \text{ mm}$$

$f = 5.735 \text{ mm} < \bar{f} = 7.10 \text{ mm} \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée

Calcul de la dalle de la salle machine

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1.40× 1.85) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau du au poids de l'ascenseur, du système de levage et 6 individus.

Le moteur hydraulique dont le système se place sous le RDC, travaille pour des hauteurs de 15 à 18 m alors que notre hauteur est de 35.53 m donc on est amenés à utiliser un moteur à câbles qui est placé sur la dalle pleine au-dessus du dernier niveau.

La surface libre de la dalle pleine est assez petite (1.12×1.4) m² ceci nous oblige à faire le calcul avec un moteur de petites dimensions, car il faut laisser un espace pour un ouvrier autour du moteur.

Comme petit moteur avec un rendement élevé, on peut citer : (le treuille planétaire) qui va se placer au centre de la dalle pleine sur une surface de (0.5×0.5) m².

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre II).

.Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{30} = \frac{l_y}{30} = \frac{1.85}{30} = 6. \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

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

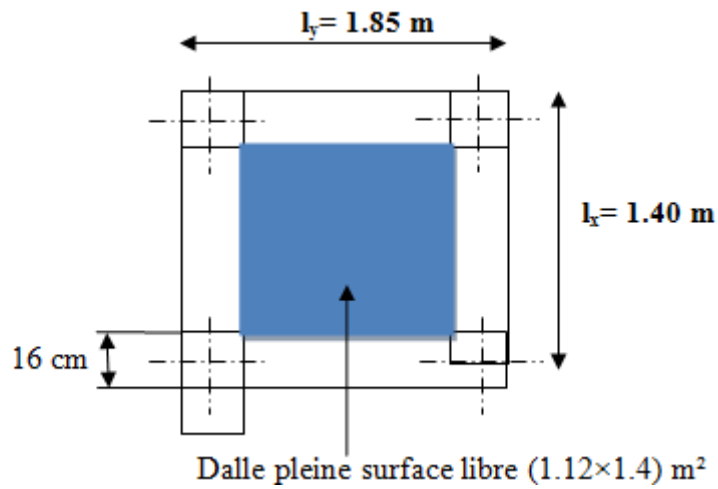


Fig.III.1 coupe horizontale

Calcul de la dalle :

La dalle repose sur 4 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.

U et V sont les côtés du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenu de la diffusion à 45° sur la dalle en béton armée.

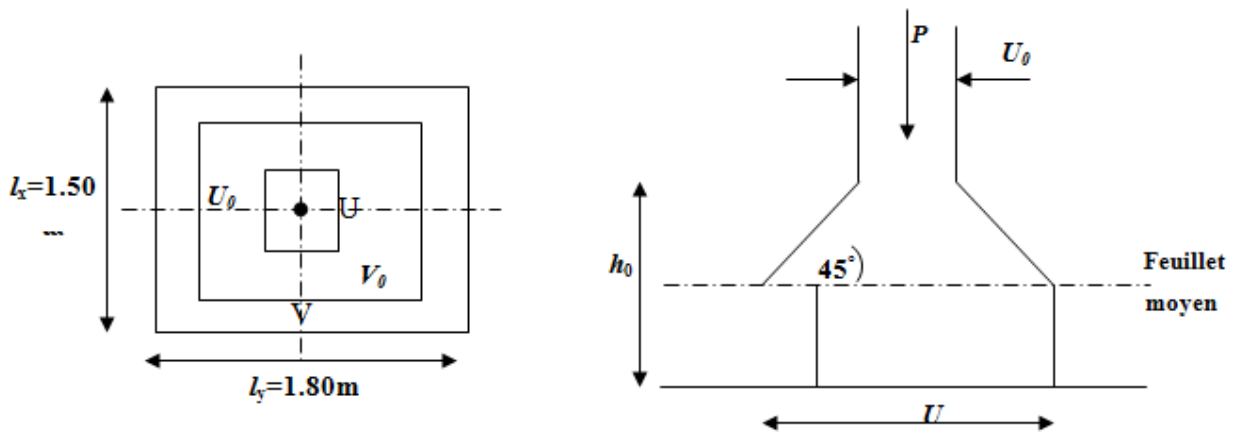


Fig.III.2. Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Calcul des sollicitations :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.12}{1.40} = 0.8 > 0.4$$

$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge par mètre linéaire sur la longueur de la dalle.

Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0565 \text{ et } \mu_y = 0.595$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15) \times 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN/ml}$. Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{u_x1} = 0,0565 \times (6.56) \times (1,12)^2 = 0.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_y1} = 0,595 \times 0.465 = 0,28 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0632 \text{ et } \mu_y = 0.710$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

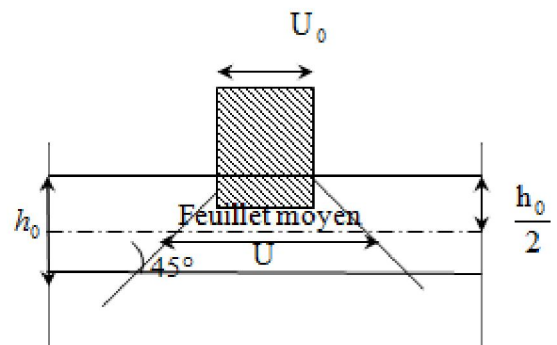
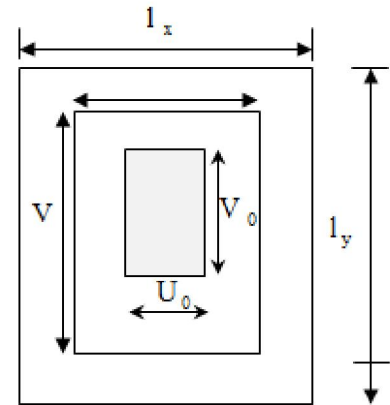
$$M_{s_x1} = 0,0632 \times (4.75) \times (1,12)^2 = 0,376 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_y1} = 0,710 \times 0,376 = 0,27 \text{ KN.m}$$

Moments dus a la charge localisée :

$$M_x = P \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = P \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2)$$



M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V côtés du rectangle sur lequel la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0 \quad U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas il n'y a pas de revêtement

Absence de revêtement $\longrightarrow e=0$ (épaisseur du revêtement)

A.N : $U=0.5+0+0.15 = 0.65m = V_0$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{0,65}{1,12} = 0,6 \text{ Et } \frac{V}{l_y} = \frac{0,65}{1,40} = 0,464$$

Interpolation pour déterminer M_1 et M_2

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,4 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{T ABLEAU } (\rho= 0.8)} \left\{ \begin{array}{l} M_1= 0.1 \\ M_2=0.076 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{TABLEAU } (\rho= 0.8)} \left\{ \begin{array}{l} M_1= 0.089 \\ M_2=0.058 \end{array} \right.$$

Pour une variation $\Delta \left(\frac{U}{l_x} \right) = 0.6 - 0.4 = 0.2 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta M_1 = 0.089 - 0.1 = -0.011 \\ \Delta M_2 = 0.058 - 0.076 = -0.018 \end{array} \right.$

Pour une variation $\Delta \left(\frac{U}{l_x} \right) = 0.464 - 0.4 = 0.064 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta M_1 = -0.011(0.064/0.2) = -0.00352 \\ \Delta M_2 = -0.018(0.064/0.2) = -0.00576 \end{array} \right.$

$$\frac{U}{I_x} = \frac{0,65}{1,12} = 0,6 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M1=0.1- 0.00352 = 0.096 \\ M2 = 0.076 - 0.00576 = 0.070 \end{array} \right.$$

$$\frac{V}{I_y} = \frac{0,65}{1.40} = 0,464 \quad \longrightarrow$$

Le résultat pour $M_1 = 0.096$ et $M_2 = 0.07$

Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$P_u = 1.35 G + 1.5Q$$

G : poids de l'ascenseur en acier (tôle de 3cm d'épaisseur) et le système de levage

$$G = \left[(0.03 \times 1.3 \times 1 \times 2 \text{cotés}) + (0.03 \times 1 \times 2.2 \times 4 \text{cotés}) \right] \times (7600 \text{Kg} / \text{m}^3) + (200 \text{ Kg})$$

$$G = 2800 \text{ Kg} = 28 \text{ kN}$$

$$Q : \text{Pois de 6 personnes de 90 kg} \longrightarrow Q = 6 \times 90 \times 100 = 5.4 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.35 \times 28 + 1.5 \times 5.4 = 45.9 \text{ kN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 45,9 \times 0,096 = 4,406 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 45,9 \times 0,07 = 3,213 \text{ kN.m}$$

Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$

$$P_s = G + Q = 28 + 5.4 = 33.4 \text{ kN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 33.4 \times (0,096 + 0,2 \times 0,07) = 3,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 33.4 \times (0,07 + 0,2 \times 0,096) = 3,00 \text{ kN.m}$$

Superposition des moments :

ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,465 + 4,406 = 4,871 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,28 + 3,213 = 3,493 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,376 + 3,7 = 4,076 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,27 + 3,00 = 3,27 \text{ kN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.871 = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.493 = 2.969 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 4.871 = 1.461 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 3.493 = 1.047 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée ($dx= 13\text{cm}$ et $dy=12\text{cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2}\right)$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens.

Sens X-X :

En travée : $M_{ut}=4.14\text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}} = \frac{4.14 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0172$$

$$\mu_u = 0.0172 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.0172 \Rightarrow \beta = 0.9915$$

$$D'où A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{4.14 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.923 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml=3.93cm² S_t=20 cm.

Aux appuis :

$$M_{ua} = 1.461 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{1.461 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.006$$

$$\mu_u = 0.006 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.006 \Rightarrow \beta = 0.997$$

$$D'où A_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \delta_{st}} = \frac{1.461 \times 10^3}{0.997 \times 13 \times 348} = 0.324 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml = 3.93 cm² avec : S_t=20cm

.Sens Y-Y :

En travée : M_{ut}=2.969KN.m

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{2.969 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0145$$

$$\mu_u = 0.0145 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.0145 \Rightarrow \beta = 0.9995$$

$$D'où A_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d \cdot \delta_{st}} = \frac{2.969 \times 10^3}{0.9995 \times 120 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10/ml=3.14 cm²avec S_t=30 cm.

Aux appuis : M_{ua}=1.047KN.m.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{1.047 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0051$$

$$\mu_u = 0.0051 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_{uz} = 0.0051 \Rightarrow \beta = 0.9975$$

$$D'où A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.047 \times 10^3}{0.9975 \times 12 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 4HA10/ml= 3.14cm² S_f=30 cm.

| Zone | Sens | Mu(KN.m) | μ | β | A (cm ²) | Aadoptée(cm ² /ml) | Espacement |
|------------|------|----------|--------|--------|----------------------|-------------------------------|------------|
| Entravée | X-X | 10,183 | 0,0172 | 0,9915 | 0,923 | 5HA10=3.93 | 20 cm |
| Sur appuis | X-X | 3,595 | 0,006 | 0,997 | 0,324 | 5HA10=3.93 | 20 cm |
| En travée | Y-Y | 7,055 | 0,0145 | 0,9995 | 0,71 | 4HA10=3.14 | 30 cm |
| Sur appuis | Y-Y | 2,490 | 0,0051 | 0,9975 | 0,25 | 4HA10=3.14 | 30 cm |

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

Vérifications à l'état limite ultime :

Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale :

$$St \leq \min \{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Direction secondaire :

$$St < \min \{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 30\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$

Direction principale :

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.8) / 2 = 0.00088$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_x^t \dots \dots \dots \text{CV}$$

Direction secondaire :

$$W_x = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.00088 \times (3 - 0.8) / 2 = 0.00088.$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{45.9}{3 \times 0.65} = 23.54 \text{ KN.}$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3 \times U} = \frac{45.9}{2 \times U} = 23.54 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{23.54 \times 10^3}{650 \times 130} = 0.28 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.28 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$

Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2.6 \text{ m}$:

le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

A.N :

$0.045 \times 2.6 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 292.5 \text{ KN} > 45.9 \text{ KN} \dots\dots c \text{ vérifiée}$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

En travée :

$$\begin{aligned} M_{xs}^t &= 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.076 = 3.46 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^t &= 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.27 = 2.78 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

En appuis :

$$\begin{aligned} M_{xs}^a &= 0.3 \times M_x = 0.3 \times 4.076 = 1.22 \text{ KN.m} \\ M_{ys}^a &= 0.3 \times M_y = 0.3 \times 3.27 = 0.981 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Etat limite d'ouverture fissures

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

Etat limite de compression du béton :

il faut vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x

En travée

$$\gamma = \frac{4.14}{3.46} = 1.19 \rightarrow \frac{1.19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345$$

$$\mu_b = 0.018 \rightarrow \alpha = 0.0227 < 0.325 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Aux appuis

$$\gamma = \frac{1.461}{1.22} = 1.197 \rightarrow \frac{1.197 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.348$$

$$\mu_b = 0.006 \rightarrow \alpha = 0,0075 < 0.325 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Sens y-y

En travée

$$\gamma = \frac{2.969}{2.78} = 1.067 \rightarrow \frac{1.067 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.284$$

$$\mu_b = 0.014 \rightarrow \alpha = 0,0176 < 0.284 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Aux appuis

$$\gamma = \frac{1.047}{0.981} = 1.067 \rightarrow \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.284$$

$$\mu_b = 0.005 \rightarrow \alpha = 0,00625 < 0.284 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{(0,75 M_{\text{isostatique}})}{20 M_{\text{(isostatique)}}} \text{ et } \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{112} = 0.13 > \frac{(0,75 \times 1.16375)}{20 \times 1.16375} = 0.0375 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{Ax}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots CV$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

Sens x-x :

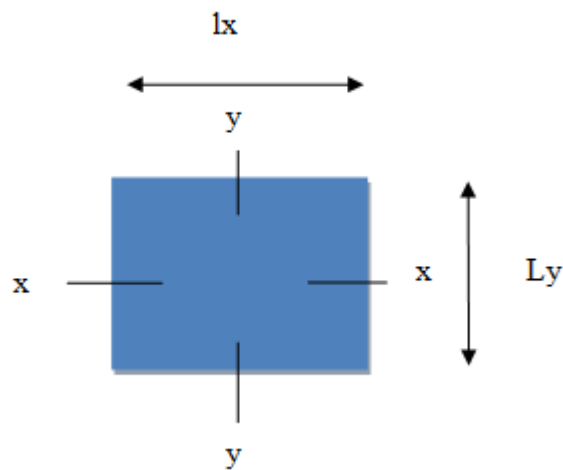
Lit inférieur : 5 HA10/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5HA10/ml avec e =20cm.

Sens y-y :

Lits inférieur et supérieur : 4 HA10/ml avec e=30cm.

Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine :



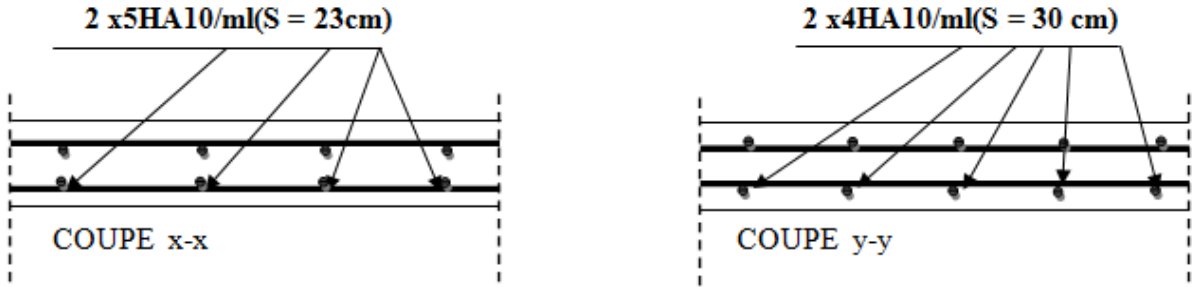


Fig3.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Détermination du type de contreventement de notre structure :

Afin de déterminer le type de contreventement de notre structure, nous allons calculer le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et par les voiles par rapport au poids de tous les niveaux en déterminant :

le poids total de chaque niveau sous G et Q avec le poids des poteaux, poutres et voiles.

la surface qui revient aux voiles sur chaque niveau

le poids repris par les voiles sur chaque niveau

Descente de charges et poids total repris par les voiles

Remarque:

Nous allons calculer le poids total qui revient aux voiles et déduire ce qui revient au portique à partir du poids total de la structure.

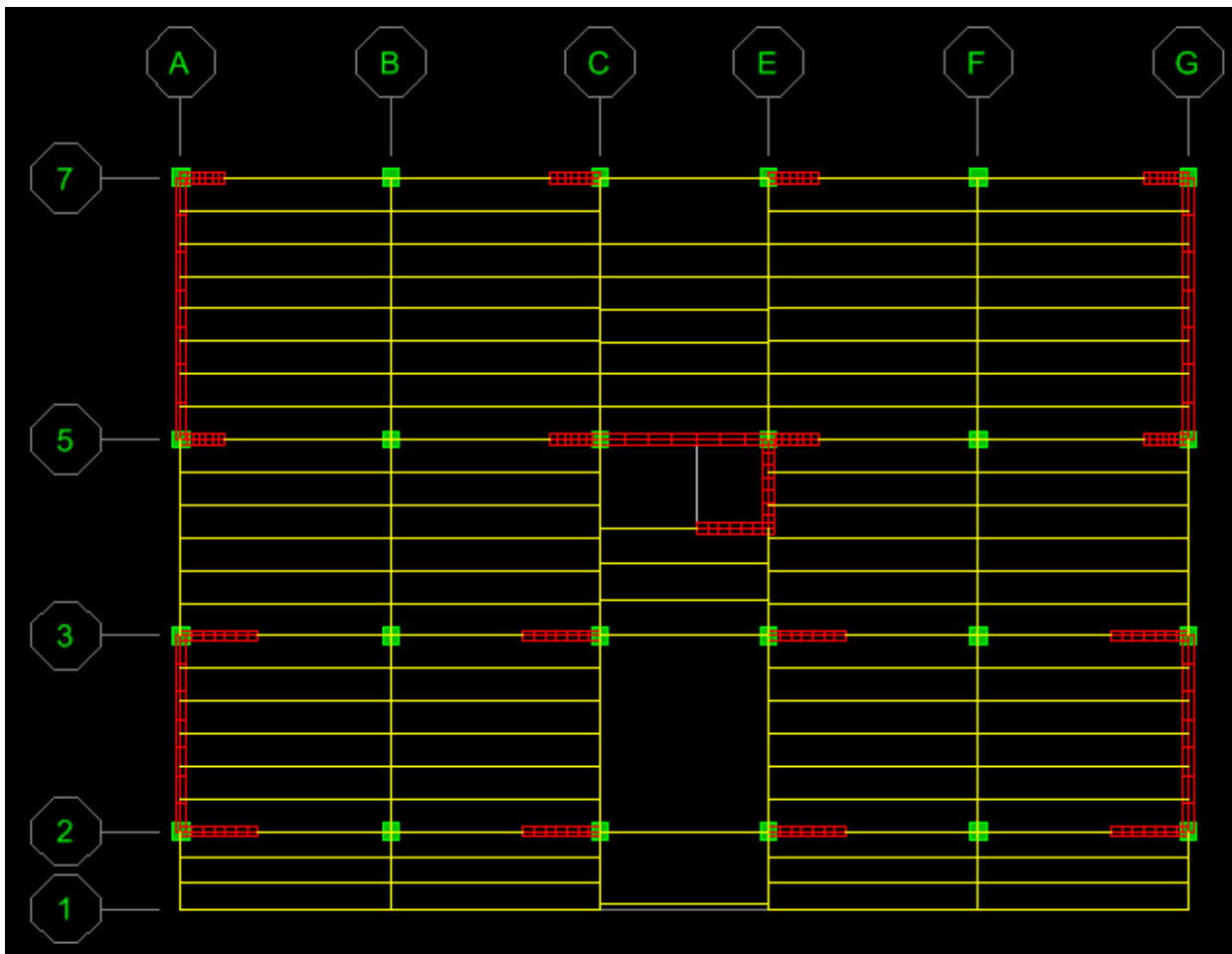


Figure 1 : exemple étage courant (modélisation Etabs)

Poids des poutres KN/m :

Poutre principale : $P = 0.4 \times 0.25 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ ml}$

Poutre secondaire: $P = 0.3 \times 0.2 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ ml}$

Charges permanentes et surcharges du plancher terrasse inaccessible (KN /m²) :

$G = 5.73 \text{ KN /m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes et surcharges du plancher étage courant (KN /m²) :

$G = 5,61 \text{ KN /m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q \text{ balcon} = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes et surcharges du RDC (KN /m²) :

$G = 5.61 \text{ KN /m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes et surcharges de la dalle plaine (accès ascenseur) (KN /m²) :

$G = 6.51 \text{ KN /m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ et 3.5 KN/m^2 pour le RDC

Tableau 1 :

Poids de tous les étages :

| Niveau | Poids du plancher sous G et Q (KN) | Poids des poutres (KN) | Poids des poteaux (KN) | Poids des voiles (KN) | Poids totale du niveau (KN) | Surface prise par les voiles (m ²) | Poids repris par les voiles (cumulé) (KN) |
|------------|------------------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------------|--|---|
| 11 3,06 | 72,86 | 17,95 | 19,125 | 125,26 | 235,195 | 3,8 | 153,27 |
| 10 3,06 | 930,55 | 188,1 | 86,06 | 490,54 | 1695,25 | 23,86 | 922,3 |
| 9 3,06 | 1436,95 | 259,15 | 165,24 | 779,23 | 2640,66 | 38,87 | 2632,3 |
| 8 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 165,24 | 779,23 | 2779,32 | 38,87 | 3724,04 |
| 7 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 165,24 | 779,23 | 2779,32 | 38,87 | 4815,78 |
| 6 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 224,91 | 779,23 | 2839 | 38,87 | 5907,52 |
| 5 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 224,91 | 779,23 | 2839 | 38,87 | 6999,26 |
| 4 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 224,91 | 779,23 | 2839 | 38,87 | 8091 |
| 3 3,06 | 1575,7 | 259,15 | 293,76 | 779,23 | 2907,84 | 38,87 | 9182,74 |
| 2 3,91 | 1946,02 | 259,15 | 375,36 | 995,68 | 3576,21 | 38,87 | 10490,93 |
| 1 4,08 | 1946,02 | 259,15 | 391,7 | 1038,97 | 3635,84 | 38,87 | 11948,5 |

$$P_t = 235,195 + 1695,25 + 2640,66 + 2779,32 + 2779,32 + (2839 \times 3) + 2907,84 + 3576,21 + 3635,84$$

$$P_t = 28766,635 \text{ KN}$$

Poids total cumulé repris par les voiles :

$$P_{T \text{ repris par voiles}} = 11948,5 \text{ KN}$$

$$P_t = 28766,635 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 100 \%$$

$$P_{T \text{ repris par voiles}} = 11948,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad X \%$$

$$X = \frac{11948,5 \times 100 \%}{28766,635} = 41,53 \%$$

Les voiles reprennent 41,53% des charges verticales

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et en considérant qu'ils reprennent la totalité des charges horizontales comme le dicte le « RPA », notre système de contreventement est le : « 2 » : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

D'où le coefficient de comportement « R= 3,5 » à partir du Tableau 4.3 ; (RPA 2003).

MODELISATION DE LA STRUCTURE

1. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

2. Principes de la MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

3.Description du logiciel "ETABS" :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Restraints: degrés de liberté(D.D.L)

Loads: charge

Materials: matériaux

Concrete: béton

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define: définir

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam: poutre

4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



5. Etapes de modélisation

Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

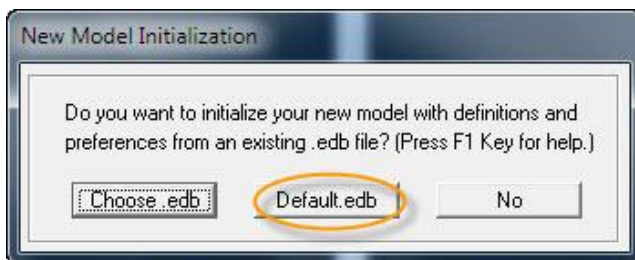
Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

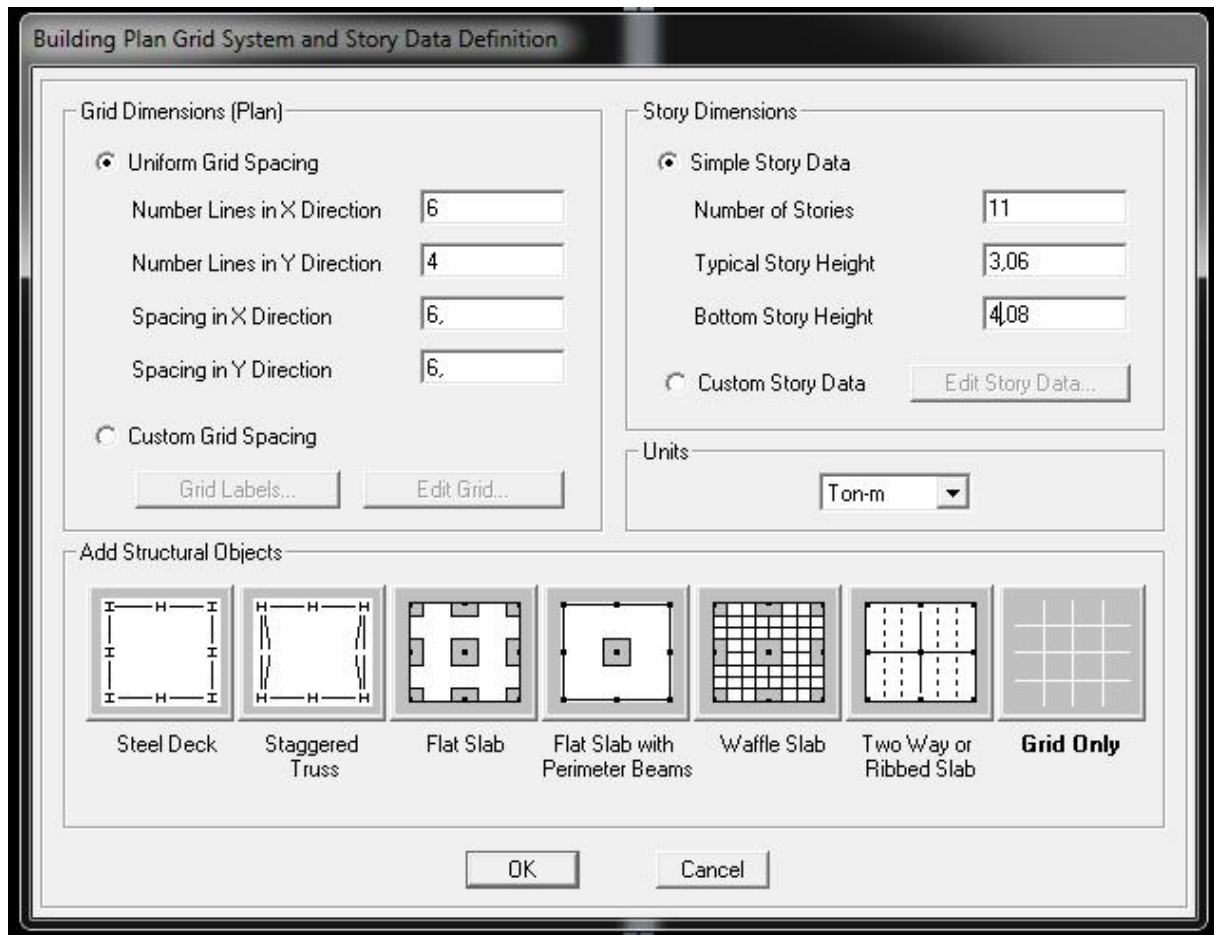


Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok

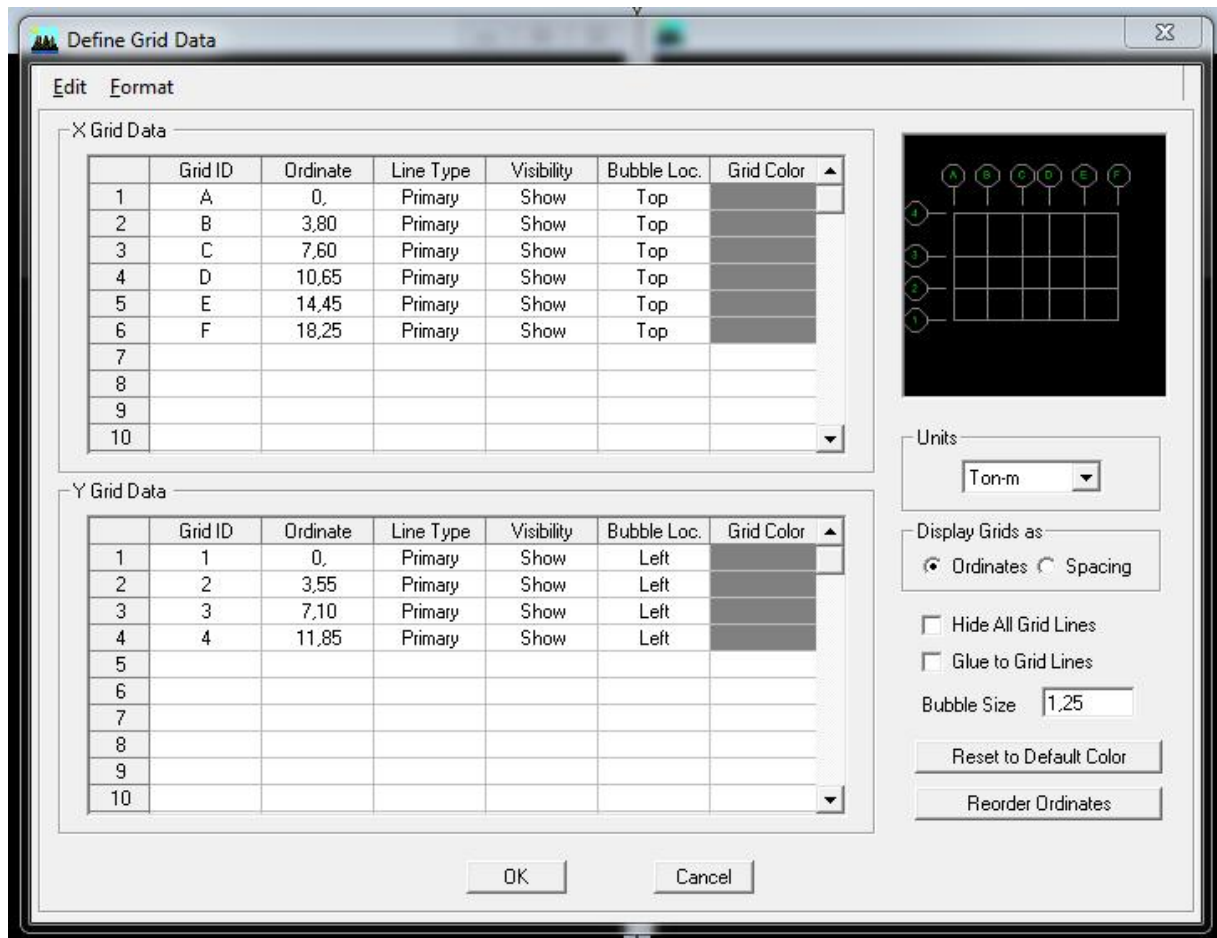
Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

Data.

Suivantx : 0/3.80/ 7.60/10.65/14.45/18.25.

Suivanty : 0/3.55/7.10/11.85.

Suivantz : 0/4.08/7.99/11.05/14.11/17,17/20,23/23,29/26,35/29,41/32,47.



Story Data

| | Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|---------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 12 | STORY11 | 3,06 | 34,68 | Yes | | No | 0, |
| 11 | STORY10 | 3,06 | 31,62 | No | STORY11 | No | 0, |
| 10 | STORY9 | 3,06 | 28,56 | No | STORY11 | No | 0, |
| 9 | STORY8 | 3,06 | 25,5 | No | STORY11 | No | 0, |
| 8 | STORY7 | 3,06 | 22,44 | No | STORY11 | No | 0, |
| 7 | STORY6 | 3,06 | 19,38 | No | STORY11 | No | 0, |
| 6 | STORY5 | 3,06 | 16,32 | No | STORY11 | No | 0, |
| 5 | STORY4 | 3,06 | 13,26 | No | STORY11 | No | 0, |
| 4 | STORY3 | 3,06 | 10,2 | No | STORY11 | No | 0, |
| 3 | STORY2 | 3,91 | 7,14 | No | STORY11 | No | 0, |
| 2 | STORY1 | 4,08 | 4,08 | No | STORY11 | No | 0, |
| 1 | BASE | | 0, | | | | |

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

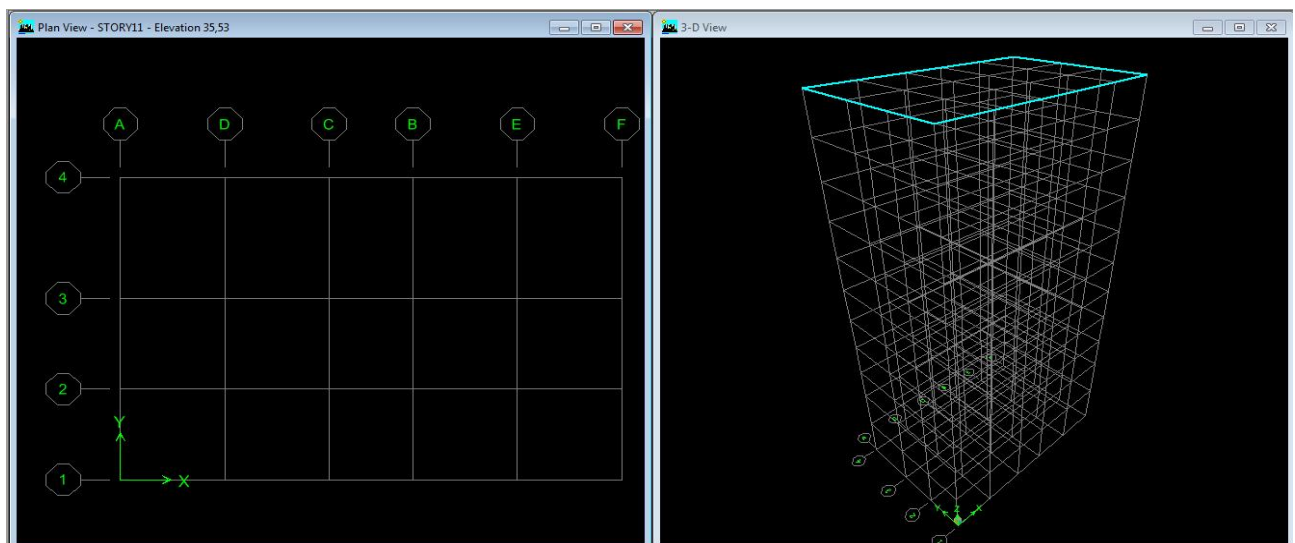
Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

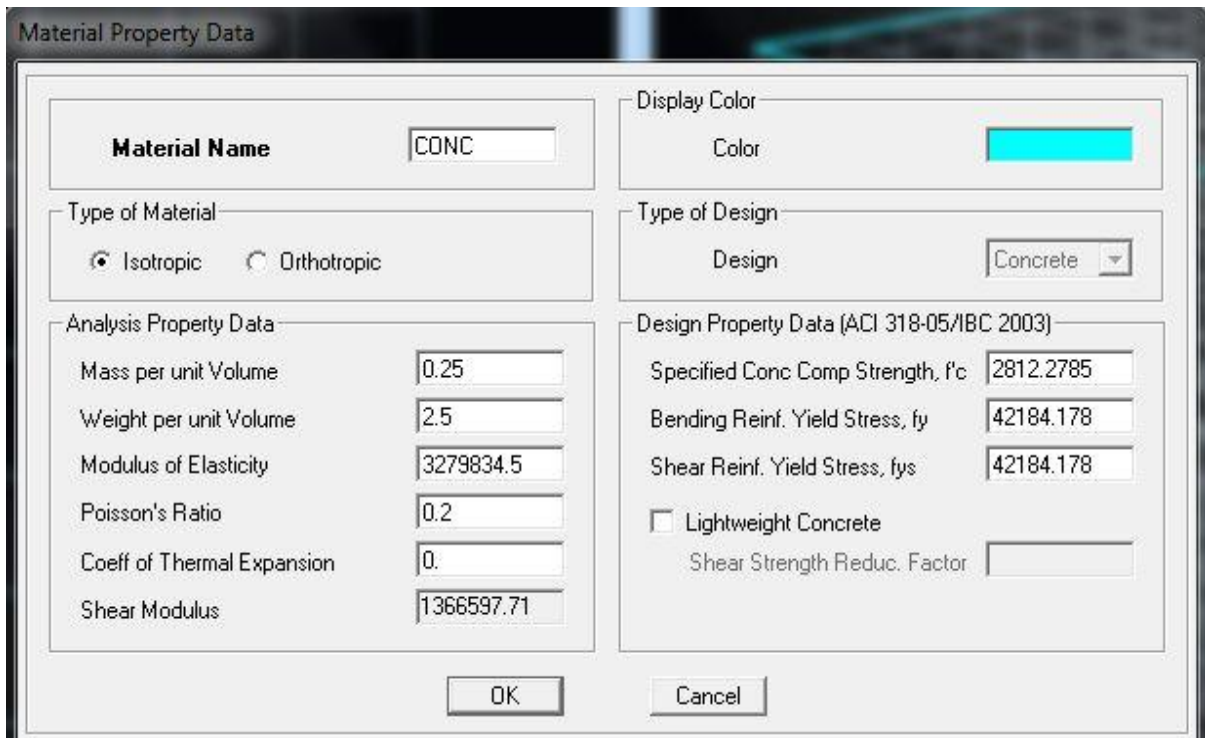
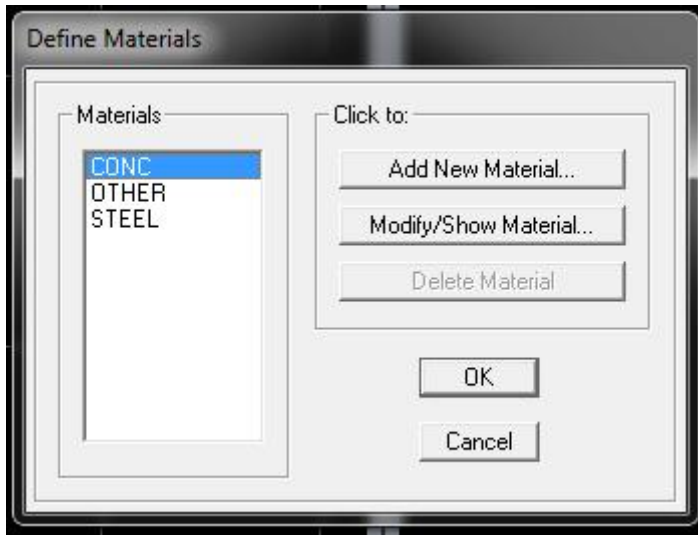
Visualisation :



Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

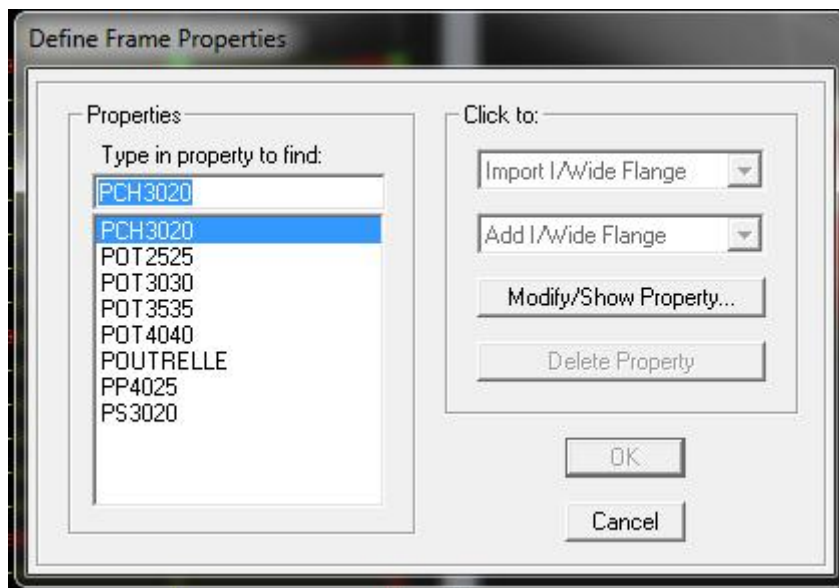


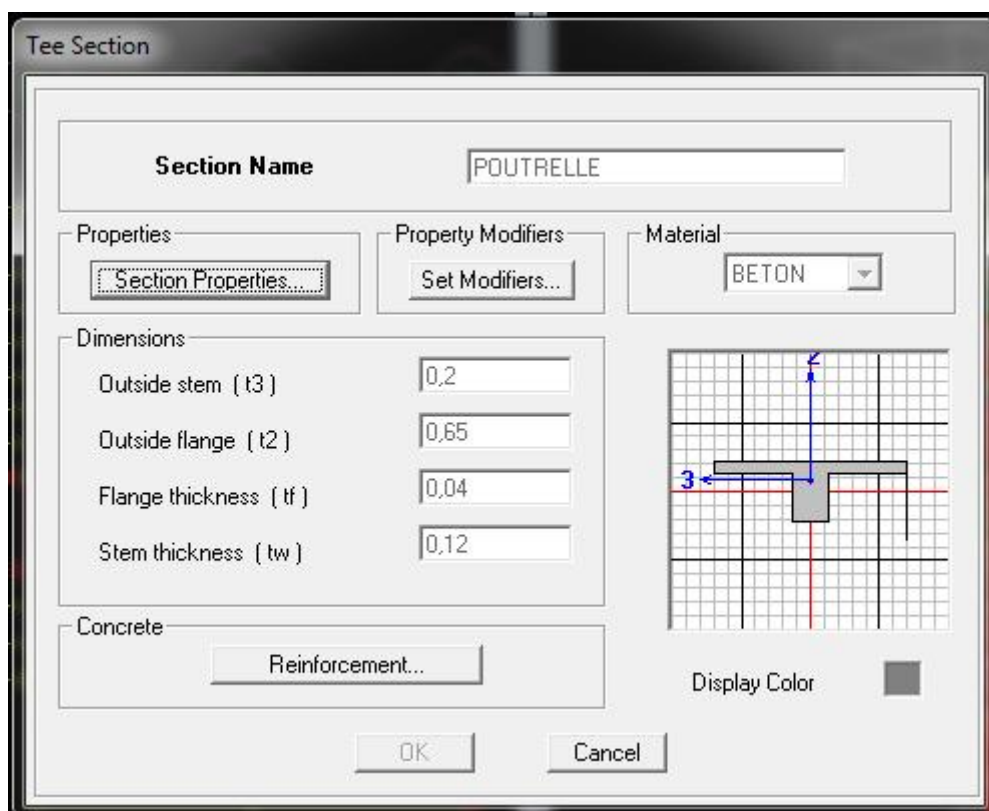
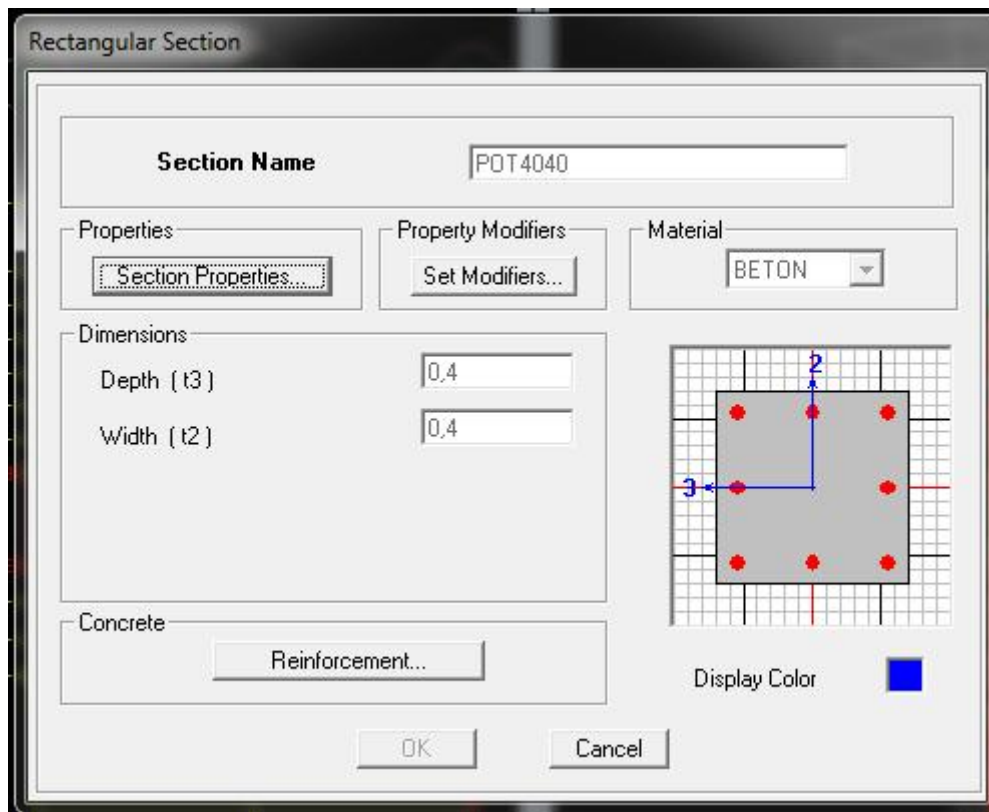
Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis Frame sections. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Addtée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).





Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.


Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments:


Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil des

élections rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.


On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  en suite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un clique suffira pour le tracer)

Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

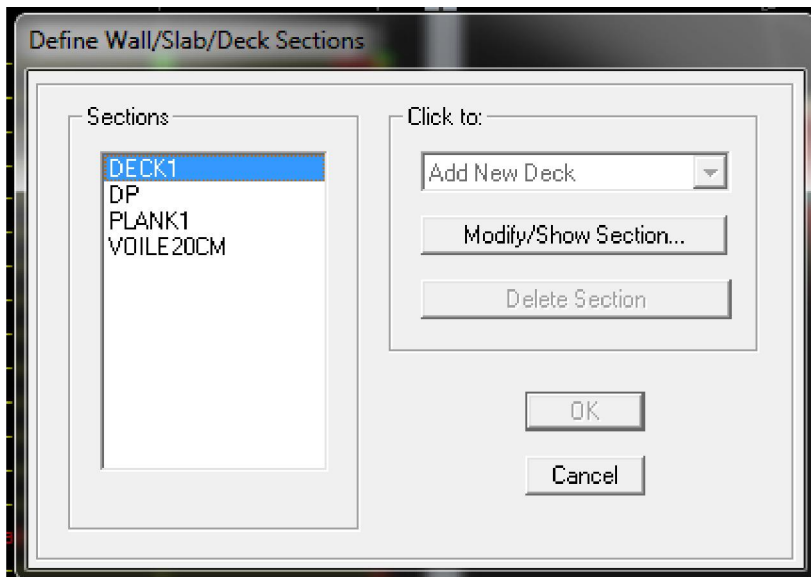
Pour les planchers en cops creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction en suite en clique sur le vide de la grille

NB:


Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Voile :


On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck** section cliquer sur AddNewWallpourun voile, une nouvelle fenêtre va apparaitre; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

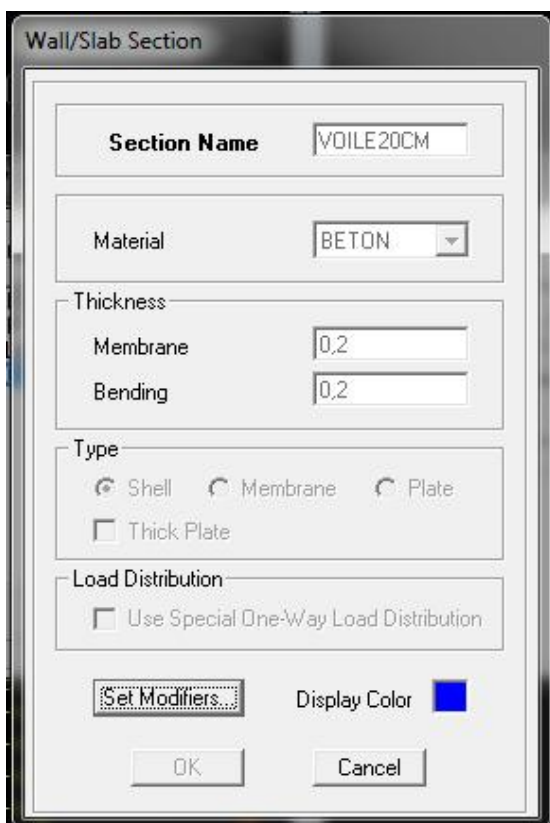


Pour ajouter des voiles:

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

Pour tracer le voile librement on choisit

Pour affecter Shell Section au voile: sélectionner le voile et cliquer sur  choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.




Quatrième étape:

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

Appuis:

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en

cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparait (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

Pour les autres nœuds:

Translation dans le sens de X (décoché)

Translation dans le sens de Y (décoché)

Rotation autour de Z (décoché)

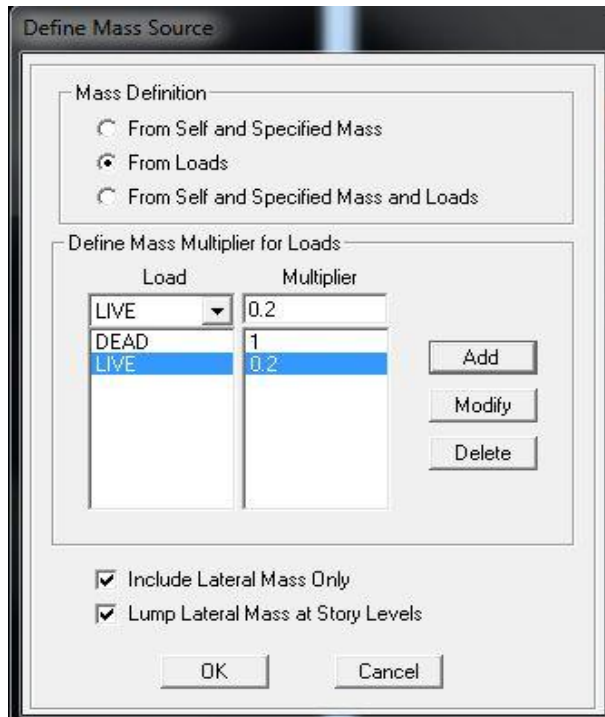
Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z pas de rotation autour de Y et X (cochés)

**Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre

On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.
Pour notre cas $\beta = 0.2$



Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire répartie son cochant la case **fromload**.

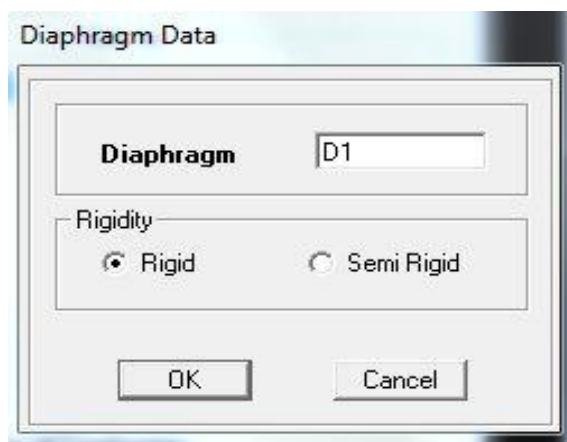
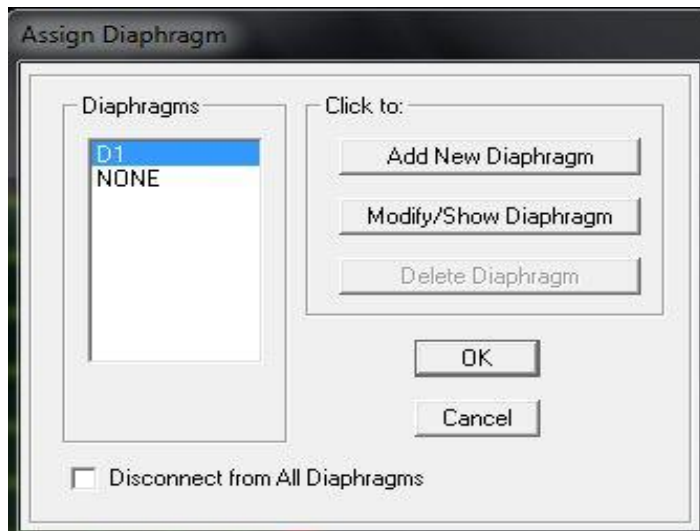
Diaphragme:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela:

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu, déroulant: **Assign/point-rigiddiaphragm**

On choisit Add **NEWDiaphragm**, On va appeler cette D1: étage1, OK




Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle.

Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Setéléments  Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes:

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds (labels), Restreints: **d.d.l**, **Constraints**: Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

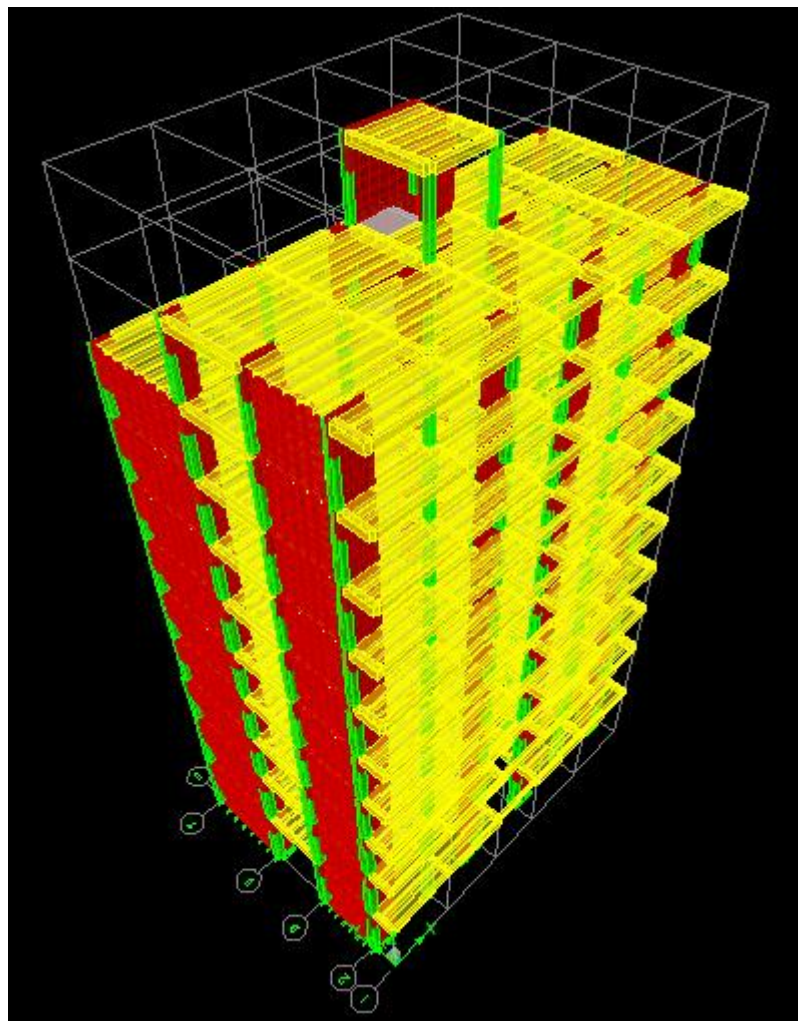
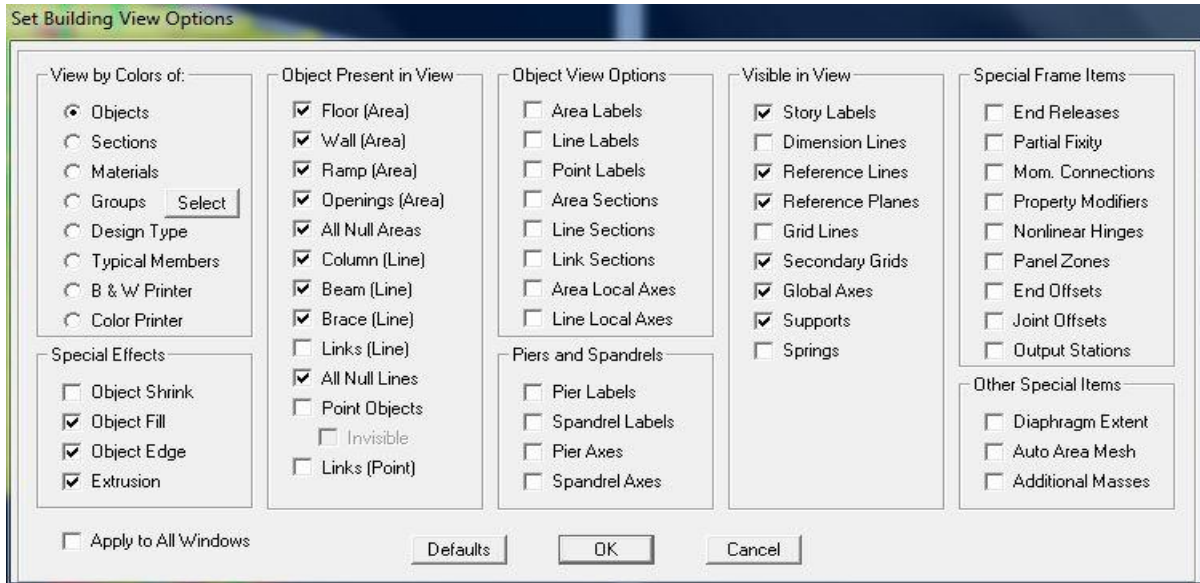


Fig.V.1 .Modèle 3D de la structure.

Cinquième étape:

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charge statique (G et Q) :

Pour les définir on clique sur: **Define/Load Cases**.

Charges permanentes: Load Name (Nom de la charge): **G**

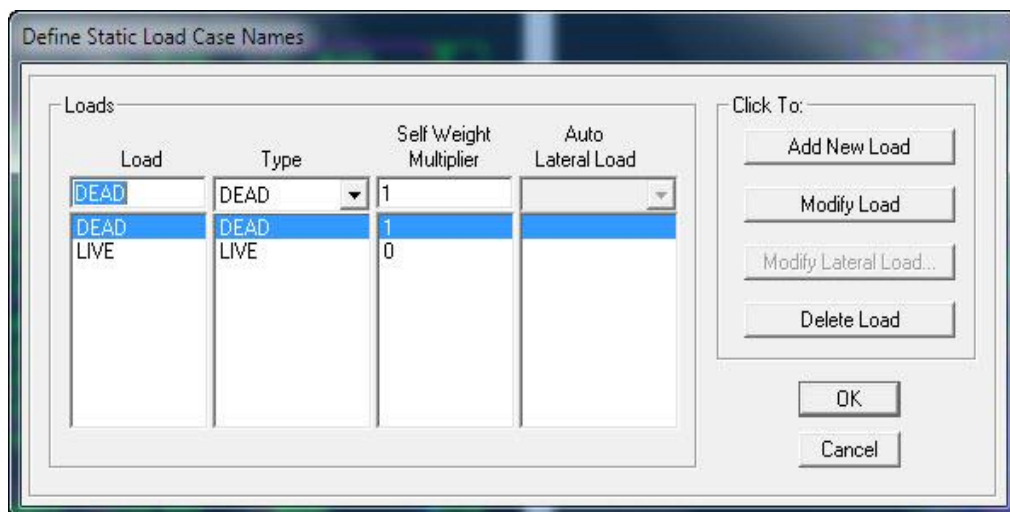
Type : **DEAD** (permanente)


Selfweightmultiplier (Coefficient interne poids propre) :**1**

Surcharges d'exploitation: Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Selfweightmultiplier (Coefficient interne poids propre) :**0**

**Chargement:**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier:

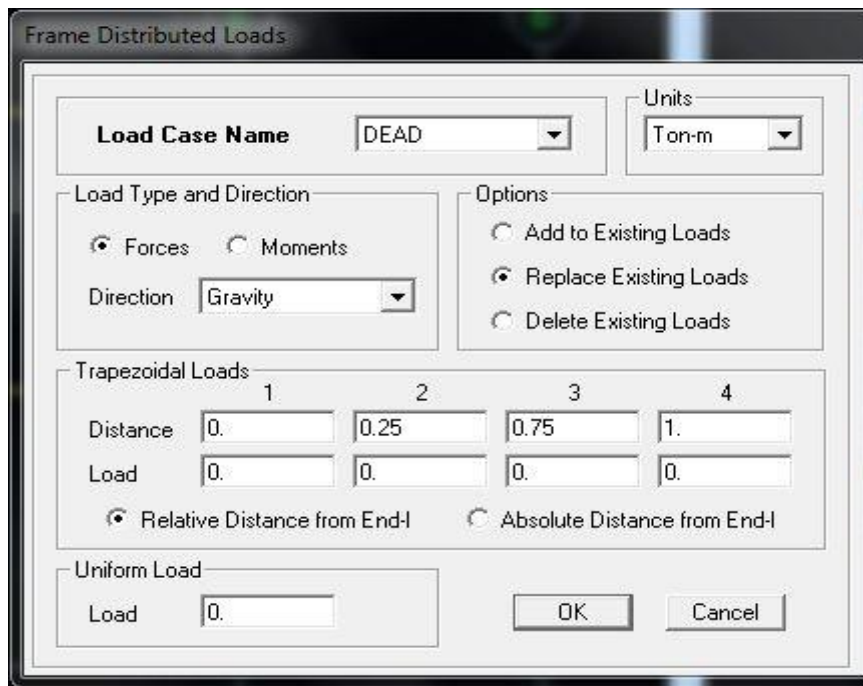
Le nom de la charge

Son type (force ou moment)

Sa direction

La valeur et le point d'application pour les charges concentrées

La valeur de la charge uniformément répartie.



En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial: $G = 0.276 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.35 \text{ ton/ml}$

Plancher usage habitation: $G = 0.276 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.15 \text{ ton/ml}$

Plancher terrasse : $G = 0.228 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.1 \text{ ton/ml}$

Dalle pleine : $G = 0.144 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.15 \text{ ton/ml}$

Balcon et Porte à faux: $G = 0.276 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.15 \text{ ton/ml}$

Escalier : $G = 1.1075 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.25 \text{ ton/ml}$

Charge sismique(E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel:

Zone : Iia (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe1 du RPA2003)

Groupe d'usage: 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff comportement : 3,5; Portiques contreventés par voiles porteurs en béton armé

Remplissage: Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre I).

Facteur de qualité (Q): $Q_{XX} = 1.05$

: $Q_{YY} = 1.10$

Coefficient d'amortissement ξ : $\xi=8.5\%$



On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur fichier puis enregistrer.

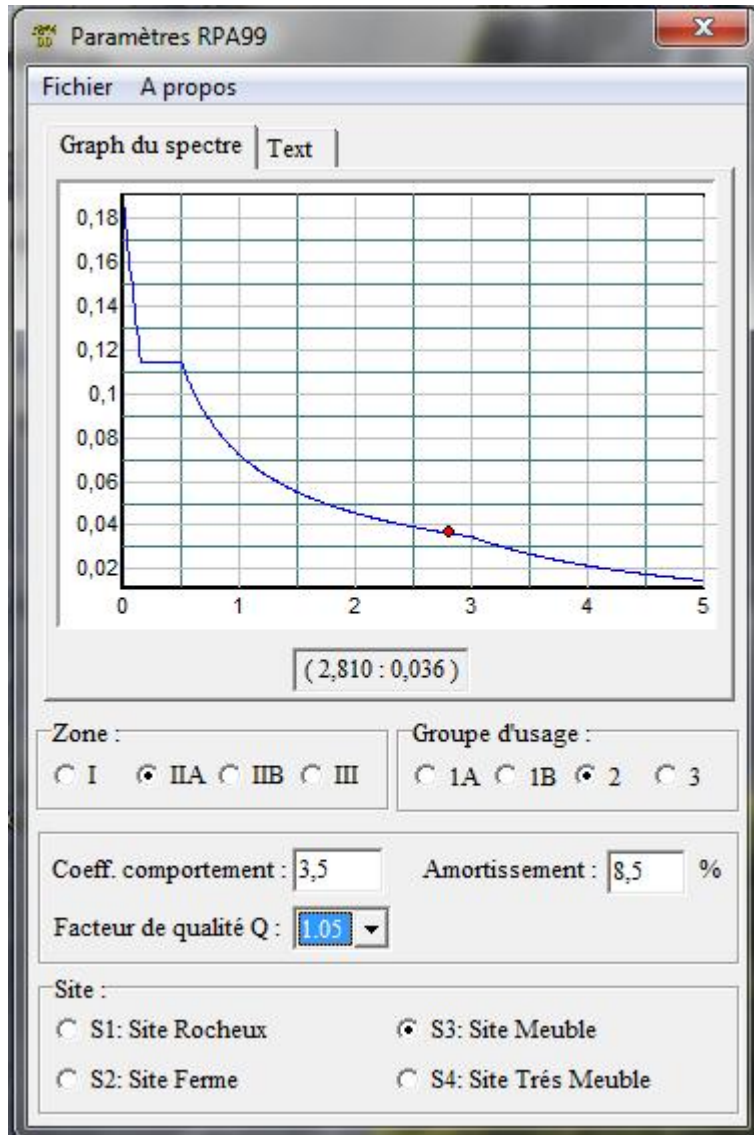


Fig. V.2. Spectre de réponse de calcul pour le sens XX.

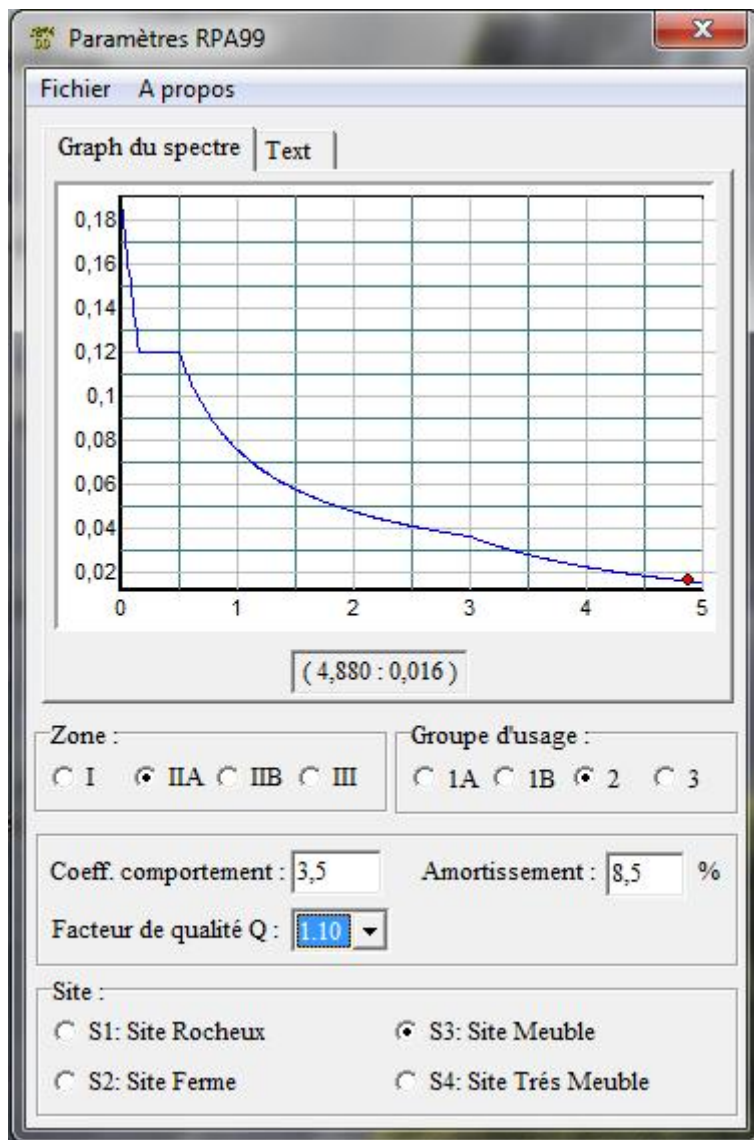


Fig. V.3. Spectre de réponse de calcul pour le sens YY.

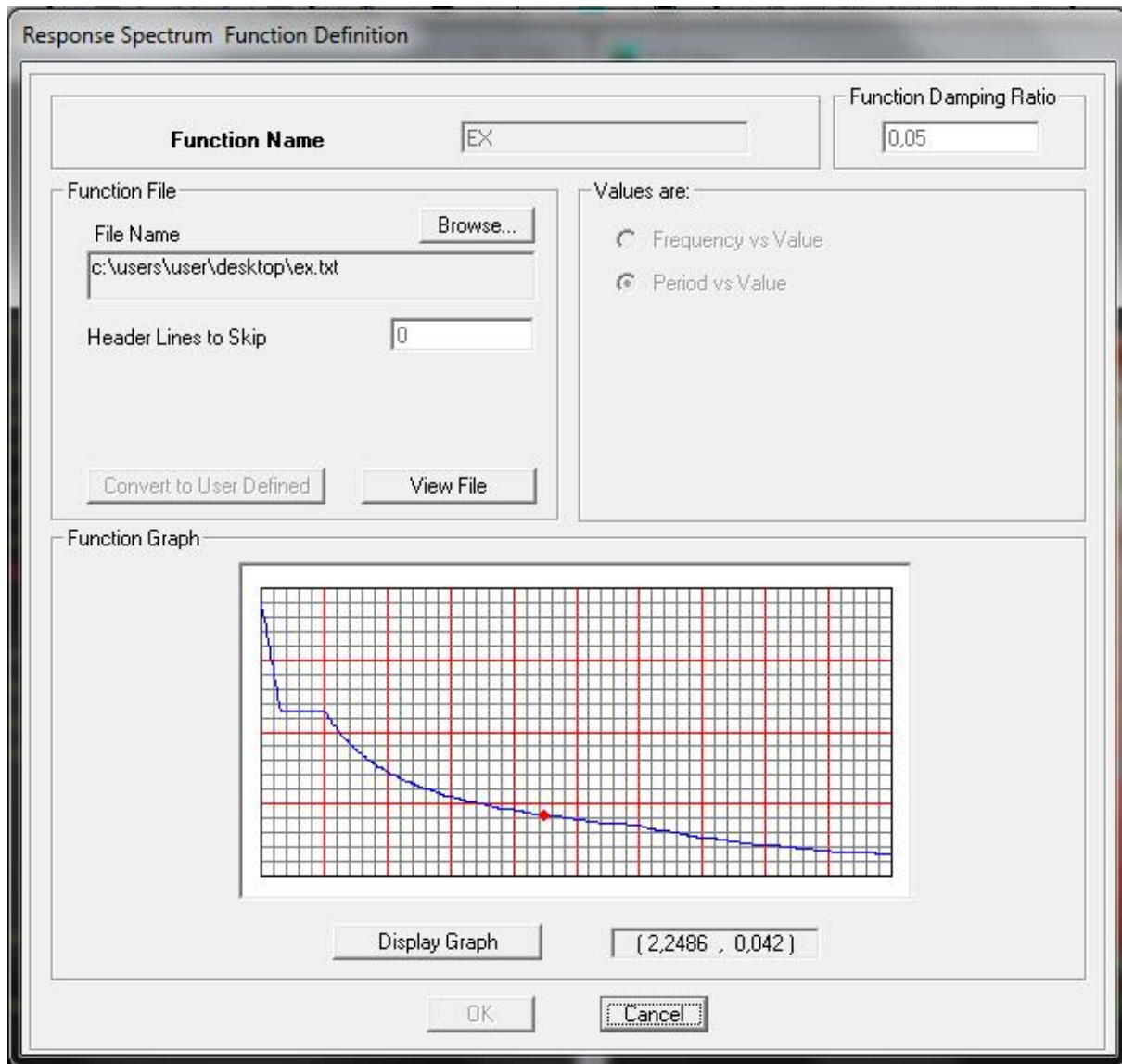
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

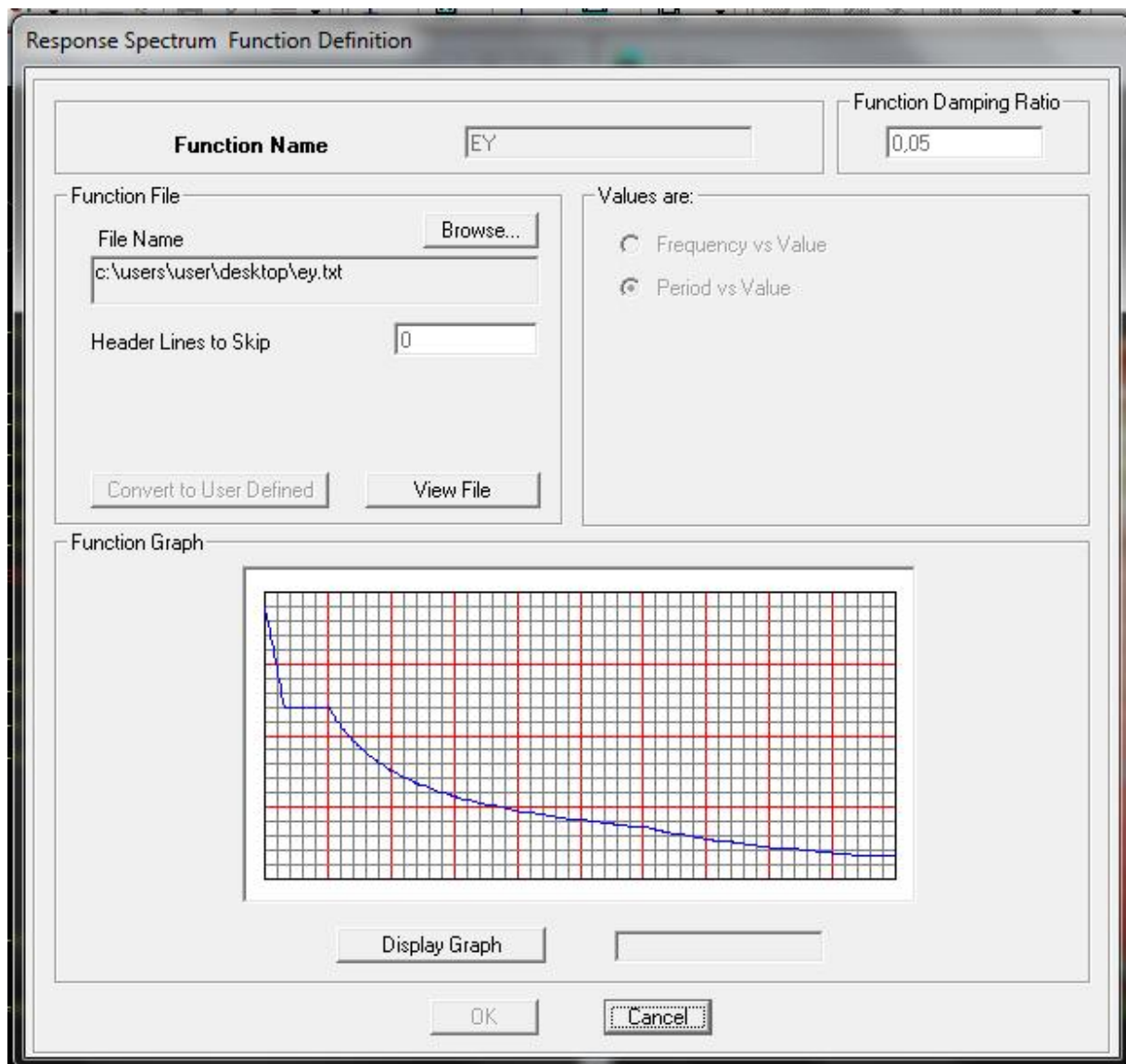
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file

Fonction Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour ce la on clique sur:

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum





Dans la partie **Input response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS

ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

| Direction | Function | Scale Factor |
|-----------|---------------------------------|----------------------------------|
| U1 | <input type="text" value="EX"/> | <input type="text" value="10,"/> |
| U2 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| UZ | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping

Damping

Modal Combination

CQC SRSS ABS GMC

f1 f2

Directional Combination

SRSS ABS Orthogonal SF

Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

| Direction | Function | Scale Factor |
|-----------|----------------------|----------------------|
| U1 | <input type="text"/> | <input type="text"/> |
| U2 | EY | 10, |
| UZ | <input type="text"/> | <input type="text"/> |

Excitation angle

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define / Load combinations

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q):

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans Scale Factor et cliquer sur Add.

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans Scale Factor et Cliquer sur Add

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec Modify

Combinaisons aux états limites:

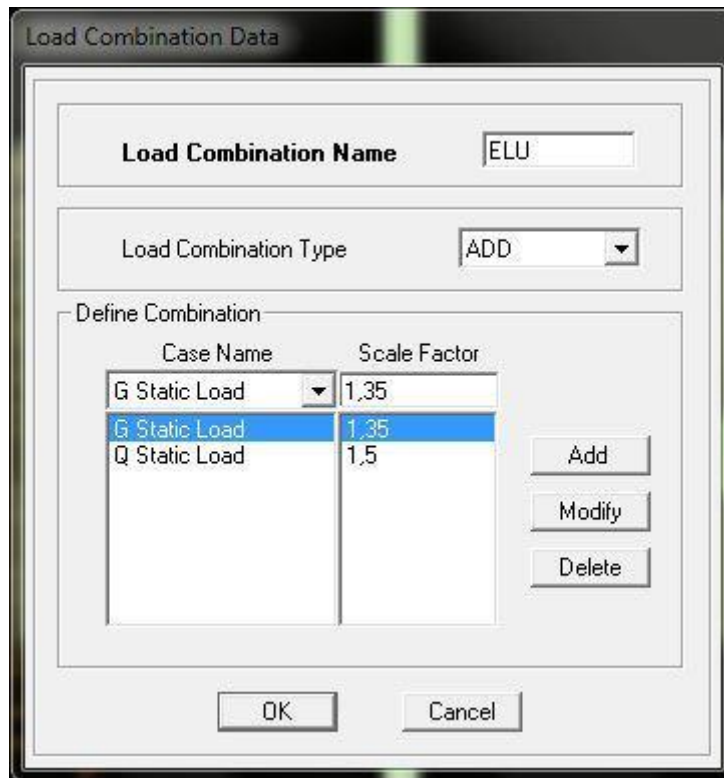
ELU: 1.35G+1.5Q

ELS: G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

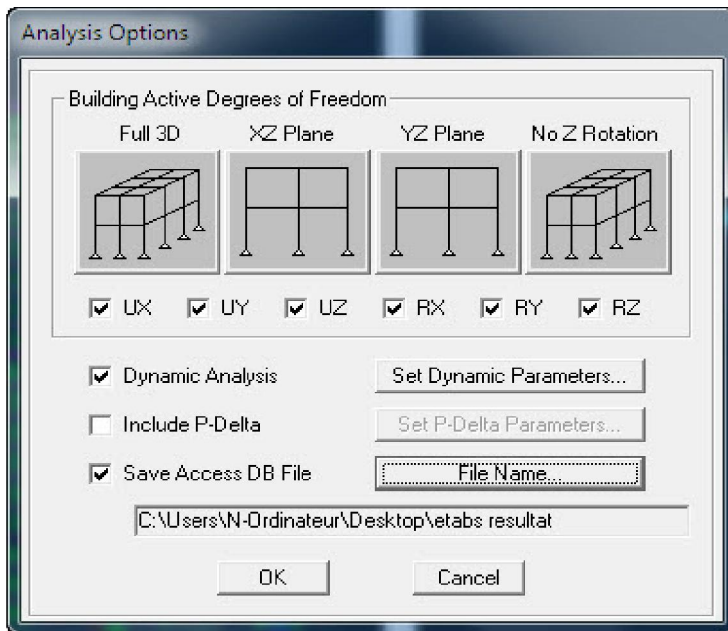
08GE :0.8G±E

**Septième étape:**

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

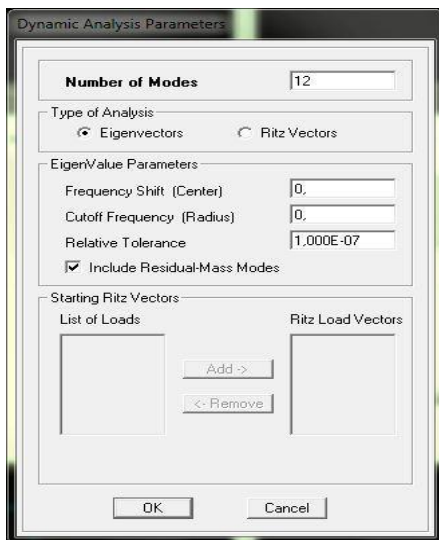
Modes de vibration:

Analyze / Set analyz Options / Cocher Dynamic Analysis



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



Huitième étape:

Exécution:

Analyze/Run (f5) ou on clique sur **ETABS** va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec:

File /Save as

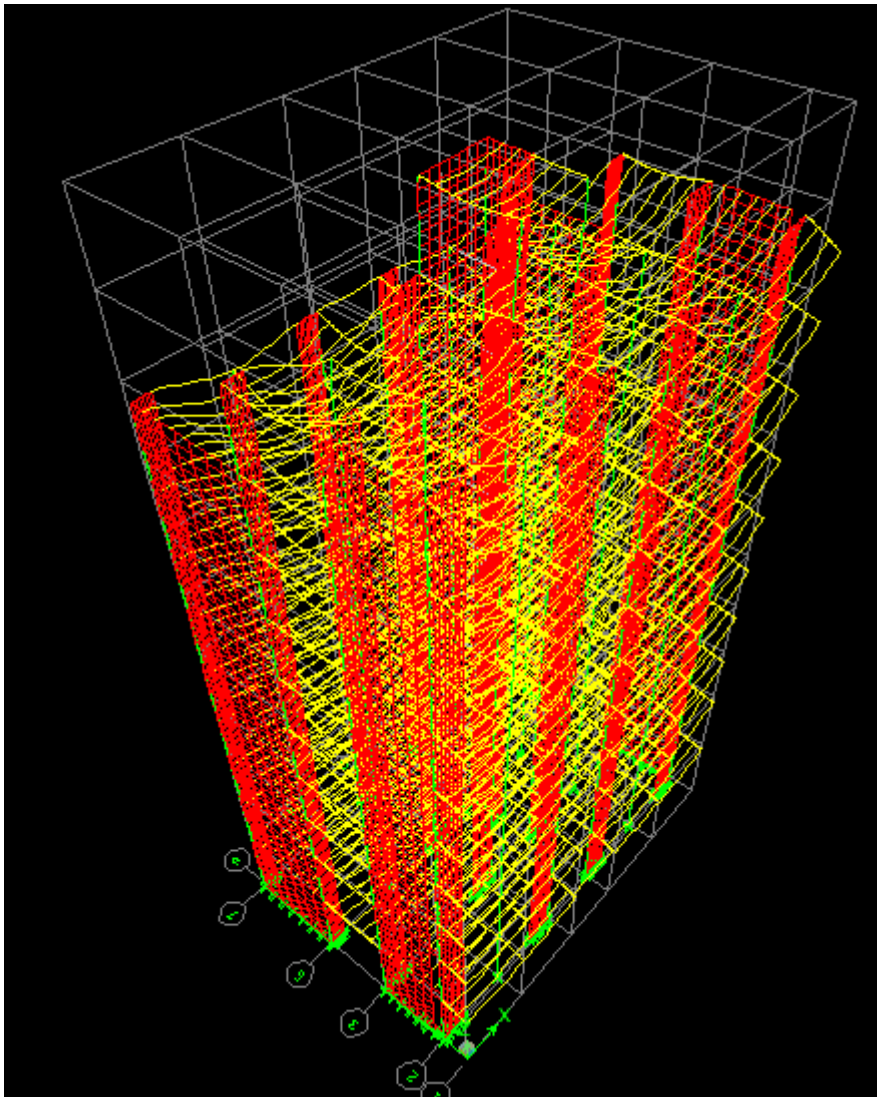
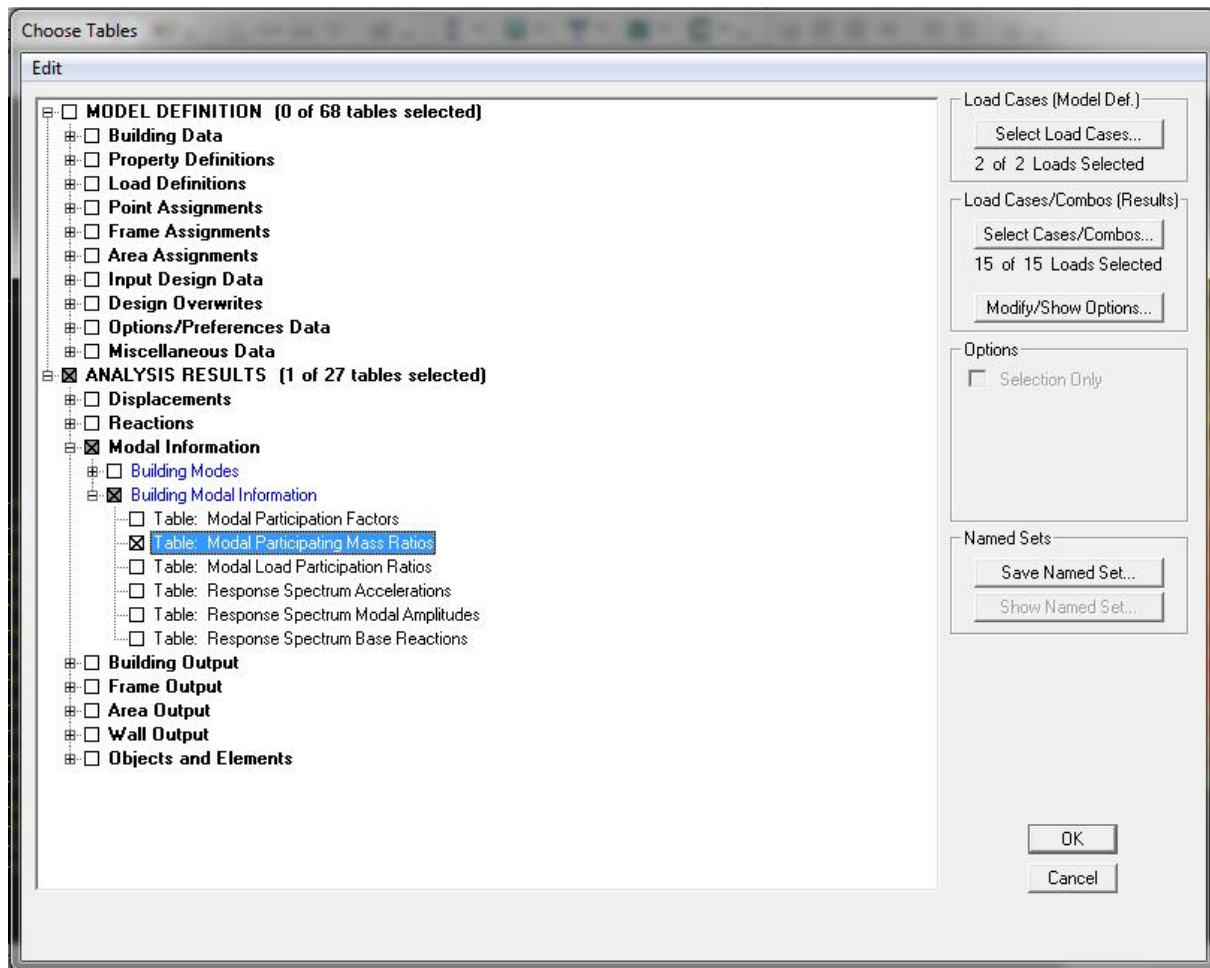


Fig. V.3. Modèle 3D de la structure après l'analyse.

6. Visualisation des résultats:

Période et participation modale :

Dans la fenêtre display/show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sum UX, sum UY

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

| | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|---|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|
| ▶ | 1 | 0,921863 | 70,5919 | 0,2755 | 0,0000 | 70,5919 | 0,2755 | 0,0000 | 0,3922 |
| | 2 | 0,645493 | 0,2737 | 68,6578 | 0,0000 | 70,8656 | 68,9333 | 0,0000 | 97,6746 |
| | 3 | 0,496929 | 0,3068 | 0,0895 | 0,0000 | 71,1724 | 69,0228 | 0,0000 | 0,1296 |
| | 4 | 0,234586 | 16,5556 | 0,0507 | 0,0000 | 87,7280 | 69,0735 | 0,0000 | 0,0068 |
| | 5 | 0,151478 | 0,0387 | 18,8647 | 0,0000 | 87,7667 | 87,9382 | 0,0000 | 1,4804 |
| | 6 | 0,115359 | 0,7656 | 0,0329 | 0,0000 | 88,5322 | 87,9711 | 0,0000 | 0,0023 |
| | 7 | 0,105283 | 3,1239 | 0,1594 | 0,0000 | 91,6561 | 88,1304 | 0,0000 | 0,0103 |
| | 8 | 0,097056 | 2,0103 | 0,9118 | 0,0000 | 93,6665 | 89,0423 | 0,0000 | 0,0527 |
| | 9 | 0,070761 | 0,2514 | 4,4585 | 0,0000 | 93,9178 | 93,5008 | 0,0000 | 0,1677 |
| | 10 | 0,060134 | 2,4355 | 0,2670 | 0,0000 | 96,3533 | 93,7677 | 0,0000 | 0,0075 |
| | 11 | 0,053357 | 0,1944 | 0,1692 | 0,0000 | 96,5477 | 93,9369 | 0,0000 | 0,0042 |
| | 12 | 0,048400 | 0,1867 | 2,5499 | 0,0000 | 96,7344 | 96,4869 | 0,0000 | 0,0439 |

OK

Fig. V.4. Période et participation modale.

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

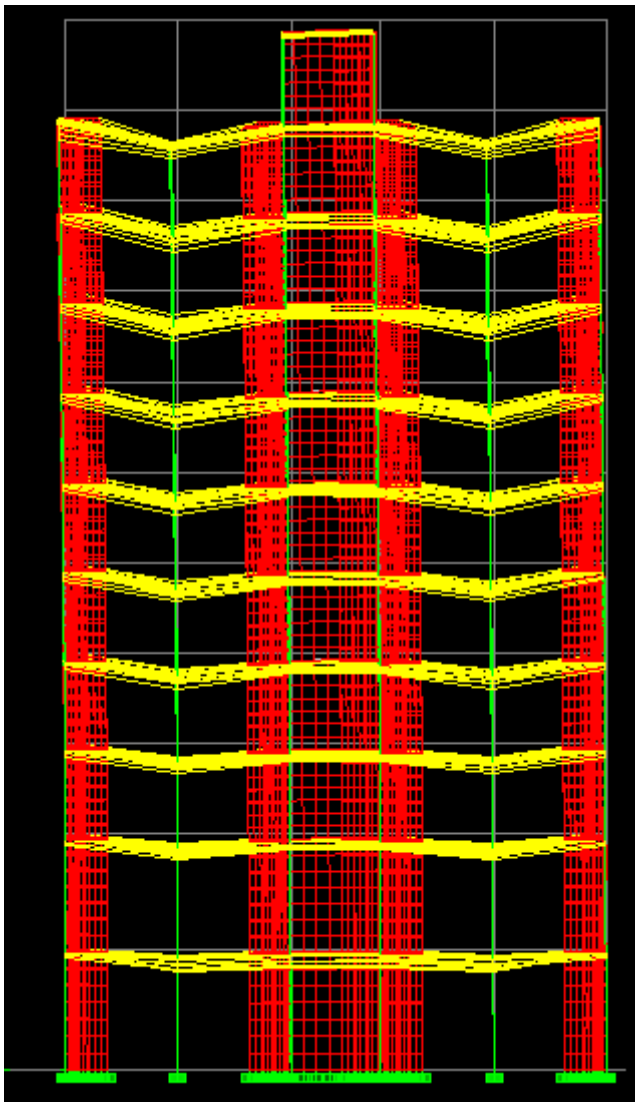


Fig. V.5.Grand bloc après la Déformation .

Diagramme des efforts internes:

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

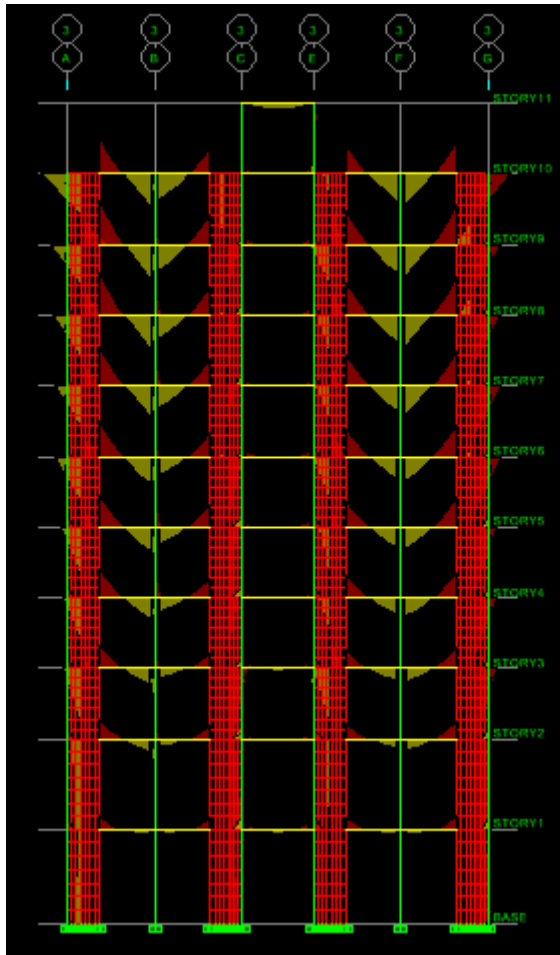


Fig .V.7.Diagramme des efforts.

Efforts internes dans les éléments barres:

-**Les poutres:** Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres en suite on clique sur: **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne «**Frame Forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case / comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

| | Story | Beam | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 |
|---|--------|------|------|-------|------|-------|------|--------|-------|
| ▶ | STORY9 | B4 | ELU | 0,150 | 0,00 | -6,99 | 0,00 | 0,392 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 0,592 | 0,00 | -6,84 | 0,00 | 0,392 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 0,592 | 0,00 | -4,52 | 0,00 | 0,277 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 0,888 | 0,00 | -4,41 | 0,00 | 0,277 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 1,183 | 0,00 | -4,31 | 0,00 | 0,277 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 1,183 | 0,00 | -1,91 | 0,00 | 0,116 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 1,479 | 0,00 | -1,80 | 0,00 | 0,116 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 1,775 | 0,00 | -1,70 | 0,00 | 0,116 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 1,775 | 0,00 | 0,74 | 0,00 | -0,065 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,071 | 0,00 | 0,84 | 0,00 | -0,065 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,367 | 0,00 | 0,94 | 0,00 | -0,065 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,367 | 0,00 | 3,38 | 0,00 | -0,246 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,663 | 0,00 | 3,48 | 0,00 | -0,246 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,958 | 0,00 | 3,59 | 0,00 | -0,246 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 2,958 | 0,00 | 5,98 | 0,00 | -0,391 | 0,000 |
| | STORY9 | B4 | ELU | 3,400 | 0,00 | 6,13 | 0,00 | -0,391 | 0,000 |
| | STORY9 | B5 | ELU | 0,150 | 0,00 | -7,26 | 0,00 | -0,138 | 0,000 |
| | STORY9 | B5 | ELU | 0,592 | 0,00 | 7,11 | 0,00 | 0,138 | 0,000 |

Fig. V.9. Efforts internes dans les poutres.

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

On clique sur: **Display Show tables**

Dans **Frame Output** on sélectionne «**Column forces**» (Efforts dans les barres).

On clique sur **SelectCase/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

| | Story | Column | Load | Loc | P | V2 | V3 | T | M2 |
|---|--------|--------|------|-------|--------|-------|------|--------|--------|
| ▶ | STORY3 | C1 | DEAD | 0,000 | -21,68 | -0,96 | 1,48 | -0,028 | 1,179 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 0,437 | -21,50 | -0,96 | 1,48 | -0,028 | 0,532 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 0,437 | -25,98 | -0,35 | 0,55 | 0,016 | 0,531 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 0,874 | -25,80 | -0,35 | 0,55 | 0,016 | 0,288 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 0,874 | -25,42 | -0,02 | 0,48 | -0,025 | 0,278 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 1,311 | -25,24 | -0,02 | 0,48 | -0,025 | 0,067 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 1,311 | -24,92 | -0,08 | 0,47 | -0,035 | 0,058 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 1,330 | -24,91 | -0,08 | 0,47 | -0,035 | 0,049 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 1,749 | -24,74 | -0,08 | 0,47 | -0,035 | -0,151 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 1,749 | -24,36 | -0,15 | 0,50 | -0,025 | -0,151 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 2,186 | -24,18 | -0,15 | 0,50 | -0,025 | -0,371 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 2,186 | -23,92 | -0,26 | 0,58 | 0,014 | -0,381 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 2,623 | -23,74 | -0,26 | 0,58 | 0,014 | -0,631 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 2,623 | -24,11 | -0,17 | 1,03 | 0,092 | -0,641 |
| | STORY3 | C1 | DEAD | 2,660 | -24,09 | -0,17 | 1,03 | 0,092 | -0,681 |
| | STORY3 | C1 | LIVE | 0,000 | -6,57 | -0,61 | 1,28 | 0,006 | 0,962 |
| | STORY3 | C1 | LIVE | 0,437 | -6,57 | -0,61 | 1,28 | 0,006 | 0,404 |
| | STORY3 | C1 | LIVE | 0,437 | 8,04 | 0,31 | 0,42 | 0,004 | 0,404 |

Fig. V.10.Efforts internes dans les poteaux.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur «**Area forces and Stresses**» et on sélectionne une combinaison d’actions.

| | Story | AreaObj | AreaType | AreaElm | Joint | OutputCase | CaseType | StepType | StepNu |
|---|---------|---------|----------|---------|--------|------------|--------------|----------|--------|
| ▶ | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37 | DEAD | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817 | DEAD | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817-1 | DEAD | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37-1 | DEAD | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37 | LIVE | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817 | LIVE | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817-1 | LIVE | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37-1 | LIVE | LinearStatic | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37 | EX | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817 | EX | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817-1 | EX | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37-1 | EX | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37 | EY | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817 | EY | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817-1 | EY | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37-1 | EY | LinRespSpec | Max | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 37 | ELU | Combination | - | |
| | STORY11 | W22880 | Wall | 1 | 1817 | ELU | Combination | - | |

Fig. V.11.Efforts internes dans les voiles.

Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**,

La colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

| | Story | Diaphragm | Load | UX | UY | UZ | RX | RY | RZ |
|---|---------|-----------|------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| ▶ | STORY11 | D11 | EX | 0,0266 | 0,0020 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY11 | D11 | EY | 0,0020 | 0,0180 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY10 | D10 | EX | 0,0246 | 0,0018 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY10 | D10 | EY | 0,0024 | 0,0162 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY9 | D9 | EX | 0,0216 | 0,0016 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY9 | D9 | EY | 0,0017 | 0,0143 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY8 | D8 | EX | 0,0190 | 0,0014 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY8 | D8 | EY | 0,0014 | 0,0124 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY7 | D7 | EX | 0,0164 | 0,0012 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY7 | D7 | EY | 0,0012 | 0,0104 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY6 | D6 | EX | 0,0136 | 0,0010 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY6 | D6 | EY | 0,0010 | 0,0085 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY5 | D5 | EX | 0,0109 | 0,0008 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY5 | D5 | EY | 0,0008 | 0,0067 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY4 | D4 | EX | 0,0082 | 0,0006 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY4 | D4 | EY | 0,0006 | 0,0049 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY3 | D3 | EX | 0,0056 | 0,0004 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |
| | STORY2 | D2 | EX | 0,0004 | 0,0000 | 0,0000 | 0,00000 | 0,00000 | 0,00000 |

Fig. V.12.Déplacements.

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante: Il faut spécifier le cas de chargement. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir une (auto).

L'option **cubiccurve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubi que tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).

De plus il est possible créer un fichier vidéo avide l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le **menu File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d’avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l’exporté sur **Excel** a fin de mieux exploiter les résultats.

Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions**» en suite dans «**Select Cases/ comb** » on choisit «**E** ».

| | Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|---|-------|-------|------|------|-------|--------|-------|-------|-------|
| ▶ | BASE | 1 | EX | 2,54 | 2,07 | 40,96 | 0,457 | 1,492 | 0,035 |
| | BASE | 1 | EY | 3,31 | 5,92 | 61,98 | 1,117 | 0,255 | 0,046 |
| | BASE | 2 | EX | 2,45 | 1,98 | 39,36 | 0,449 | 1,463 | 0,037 |
| | BASE | 2 | EY | 3,13 | 5,36 | 58,04 | 1,135 | 0,375 | 0,049 |
| | BASE | 3 | EX | 1,22 | 2,36 | 27,93 | 0,434 | 1,356 | 0,064 |
| | BASE | 3 | EY | 4,81 | 13,16 | 124,69 | 2,678 | 0,302 | 0,052 |
| | BASE | 4 | EX | 1,06 | 2,28 | 24,95 | 0,420 | 1,301 | 0,068 |
| | BASE | 4 | EY | 5,33 | 14,18 | 136,37 | 2,821 | 0,421 | 0,056 |
| | BASE | 5 | EX | 0,73 | 0,03 | 2,20 | 0,112 | 1,921 | 0,014 |
| | BASE | 5 | EY | 0,14 | 0,29 | 14,50 | 0,992 | 0,314 | 0,016 |
| | BASE | 6 | EX | 0,71 | 0,06 | 0,97 | 0,150 | 1,860 | 0,014 |
| | BASE | 6 | EY | 0,06 | 0,44 | 3,67 | 1,193 | 0,158 | 0,016 |
| | BASE | 7 | EX | 0,70 | 0,05 | 8,15 | 0,129 | 1,826 | 0,014 |
| | BASE | 7 | EY | 0,11 | 0,43 | 1,16 | 1,172 | 0,225 | 0,016 |
| | BASE | 8 | EX | 0,57 | 0,03 | 1,33 | 0,112 | 1,657 | 0,014 |
| | BASE | 8 | EY | 0,10 | 0,28 | 12,10 | 0,971 | 0,217 | 0,016 |
| | BASE | 9 | EX | 2,67 | 0,03 | 39,89 | 0,068 | 1,472 | 0,009 |
| | BASE | 9 | EY | 0,74 | 0,24 | 10,24 | 0,048 | 0,244 | 0,027 |

Fig. V.13.Effort tranchant et moment sismique à la base.

Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l’effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

En fin, dans **Draw** on choisit l’option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

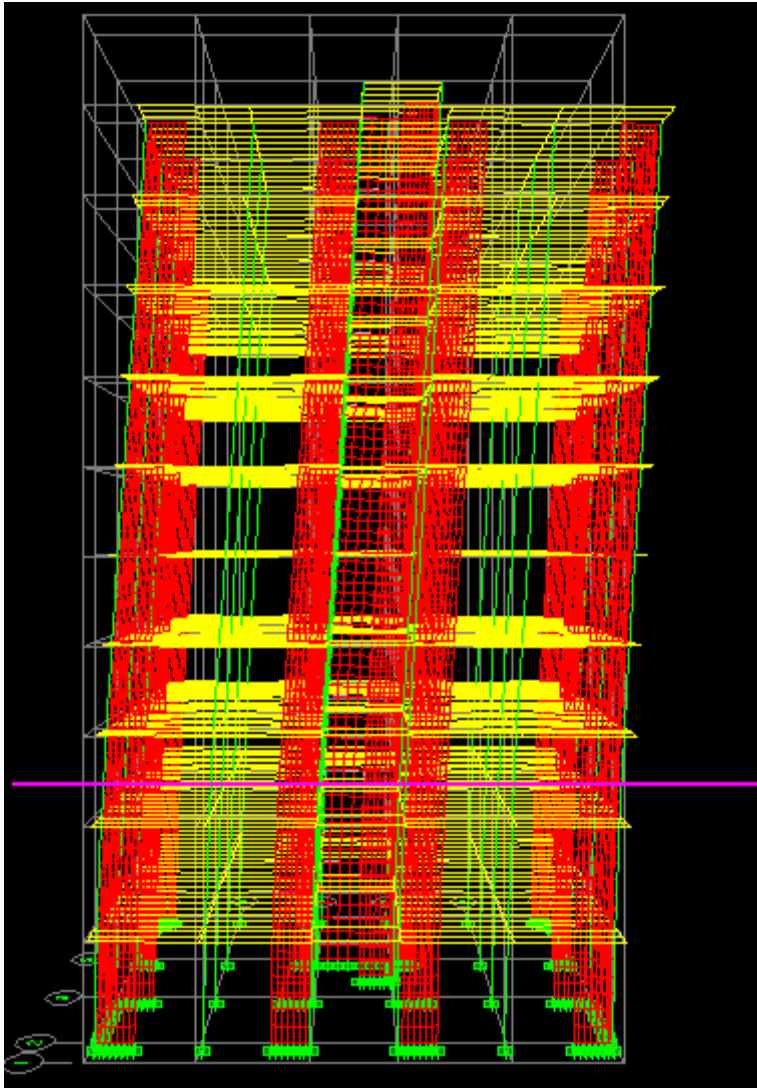


Fig. V.14.Effort tranchant de niveau (sens xx).

sens transversale(XX).

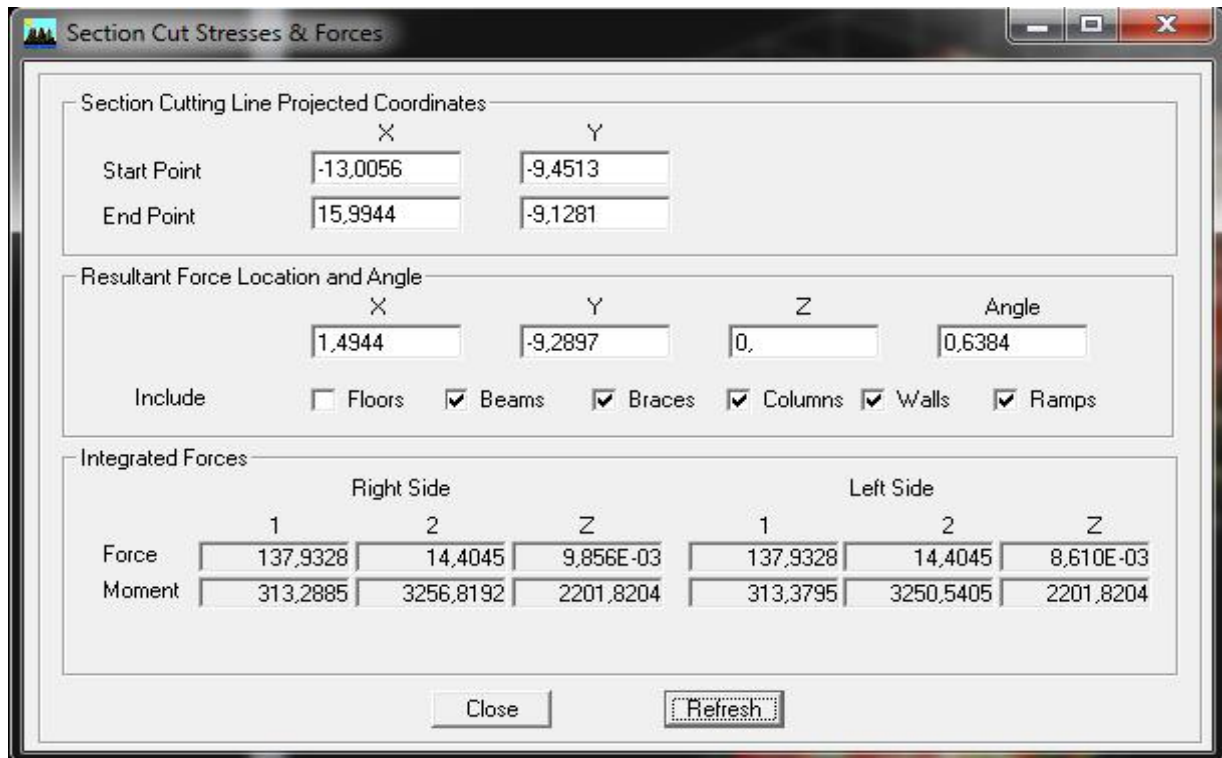


Fig. V.15.Efforts repris par l'ensemble selon Ex (sens transversale).

En désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

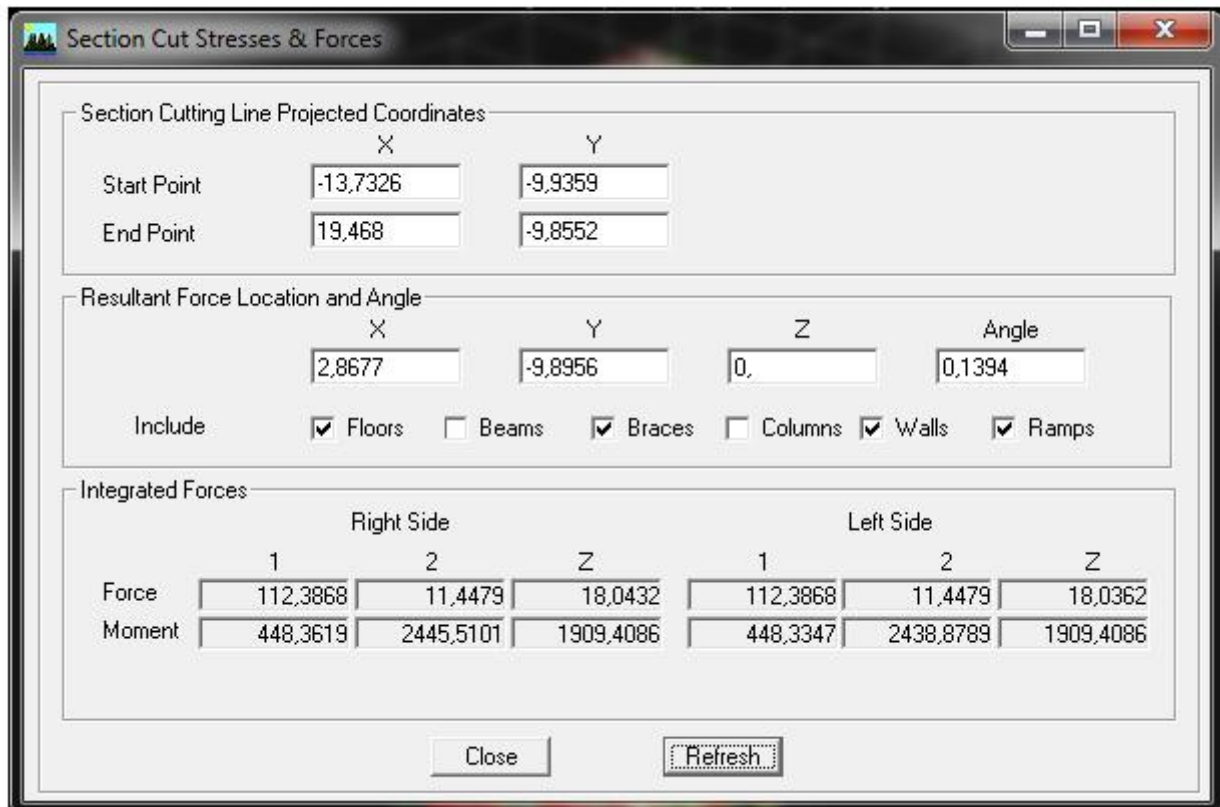


Fig. V.16.Efforts repris par les voiles selon Ex (sens transversale).

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques.

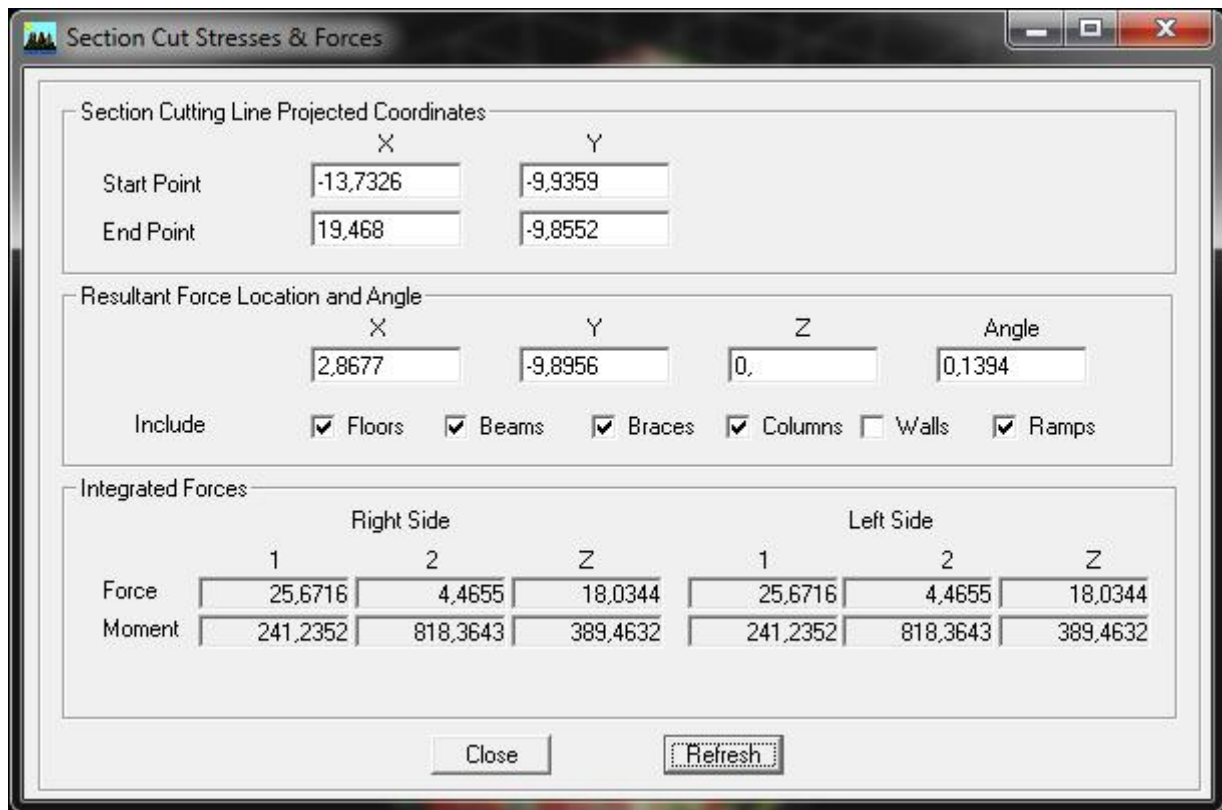


Fig. V.17. Efforts repris par les portiques selon Ex (sens transversale)

Sens longitudinale(YY).

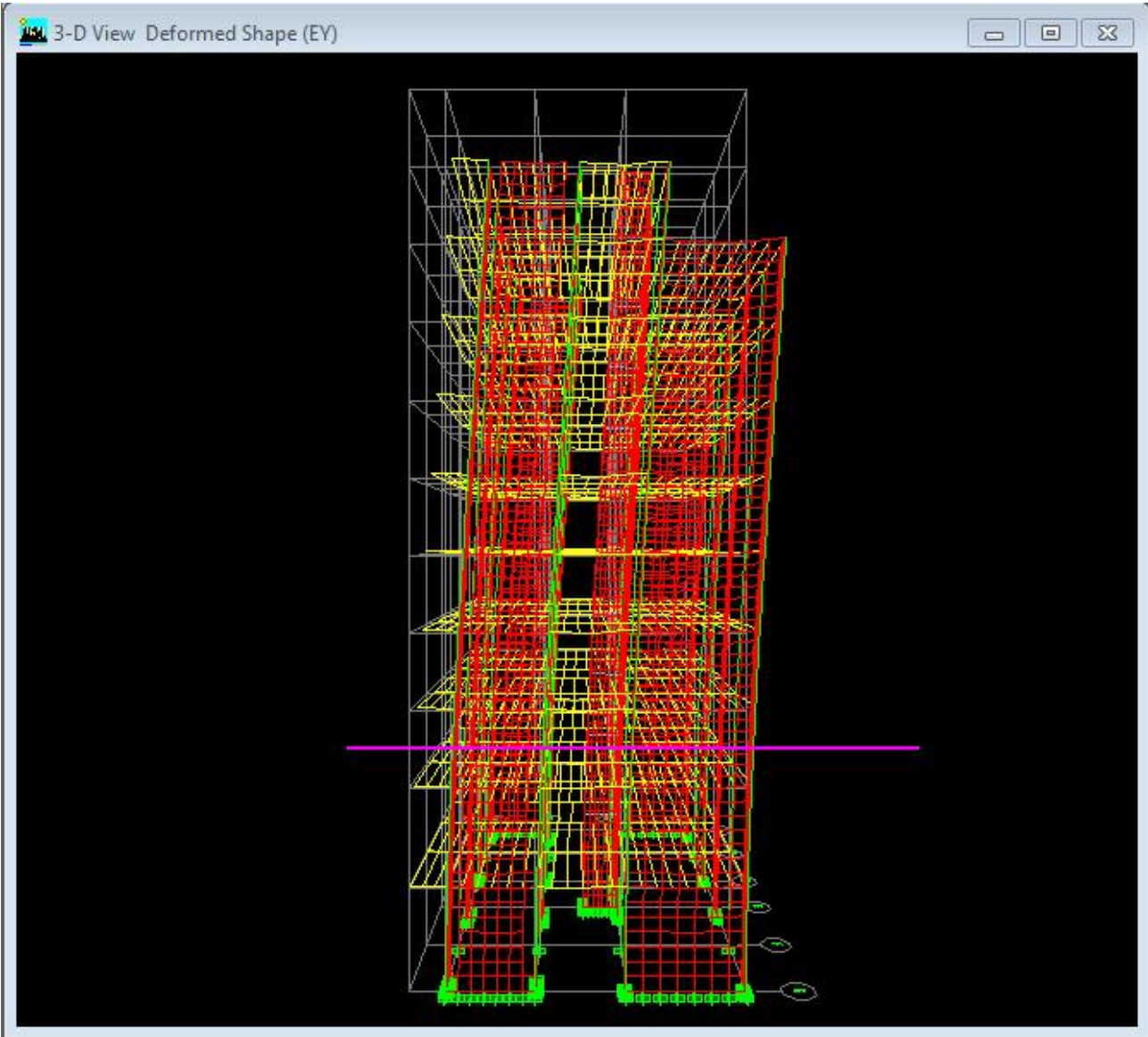


Fig. V.18.Effort tranchant de niveau (sens yy).

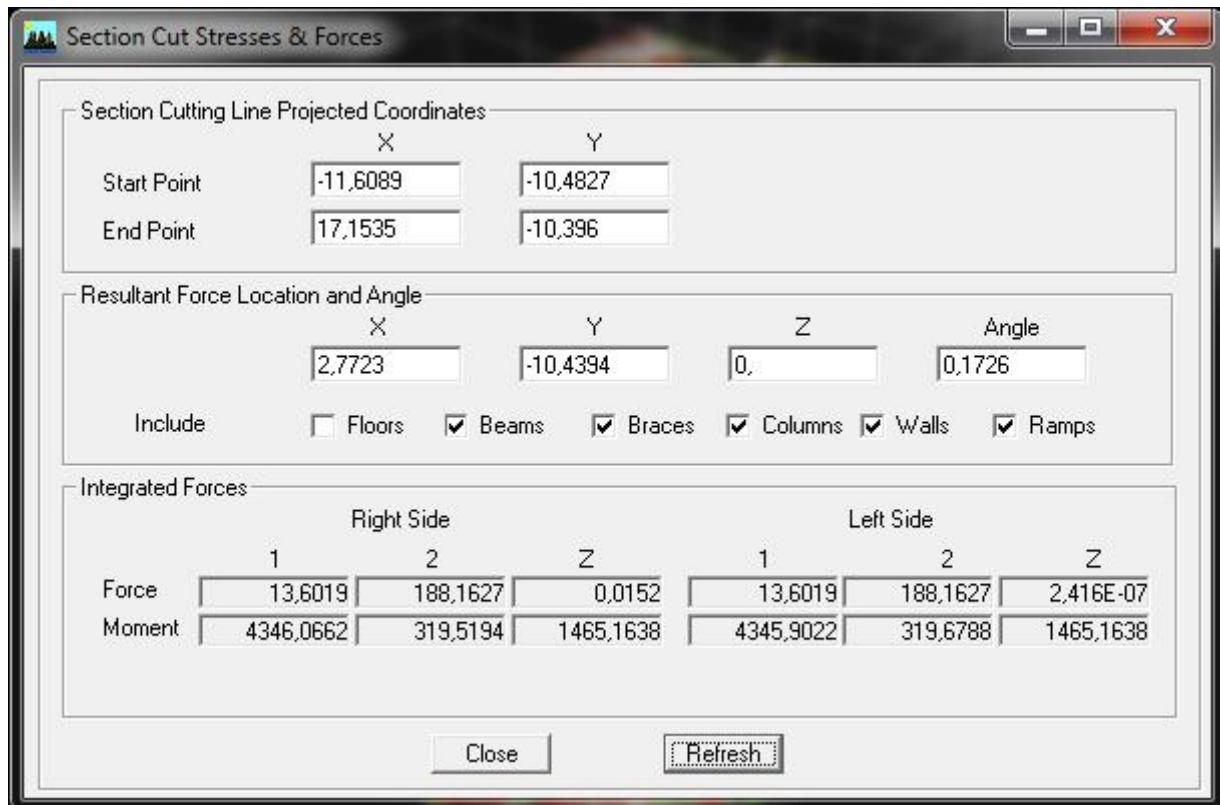


Fig. V.19. Efforts repris par l'ensemble selon Ey (sens longitudinale).

En désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

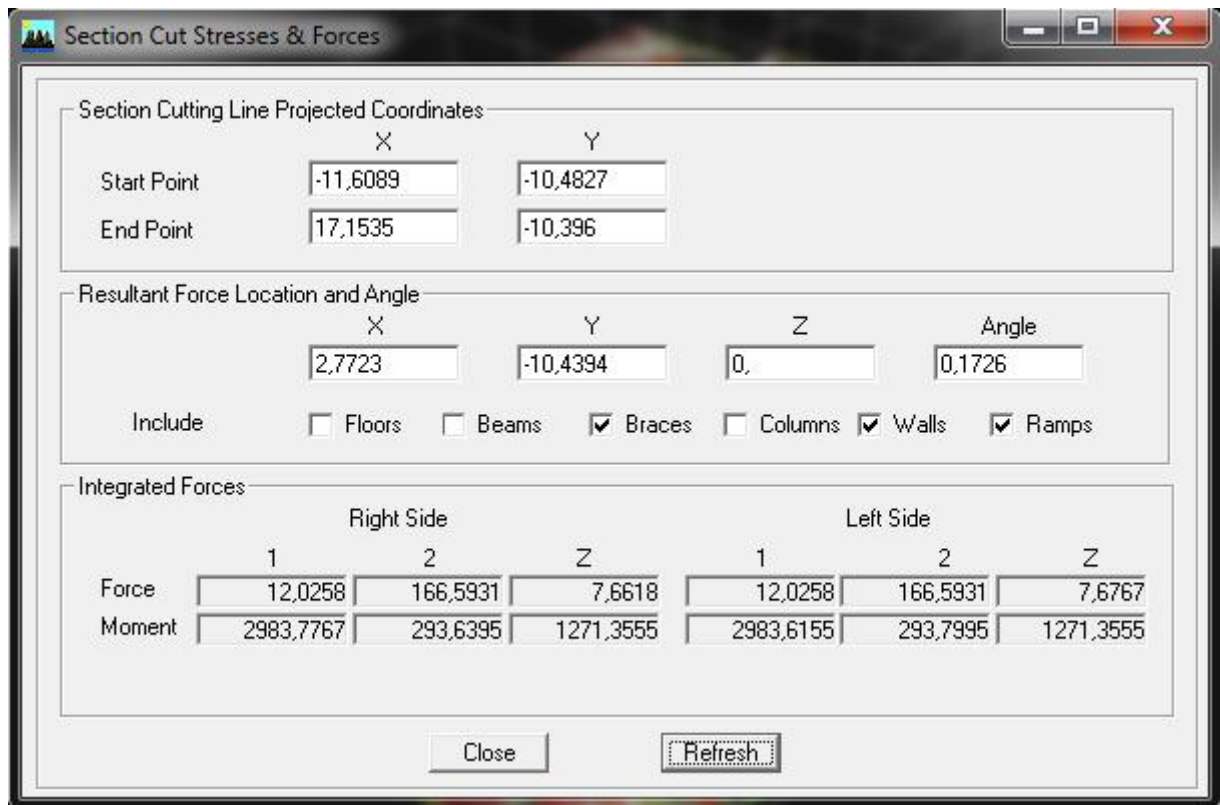


Fig. V.20. Efforts repris par les voiles selon Ey (sens longitudinale).

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques.

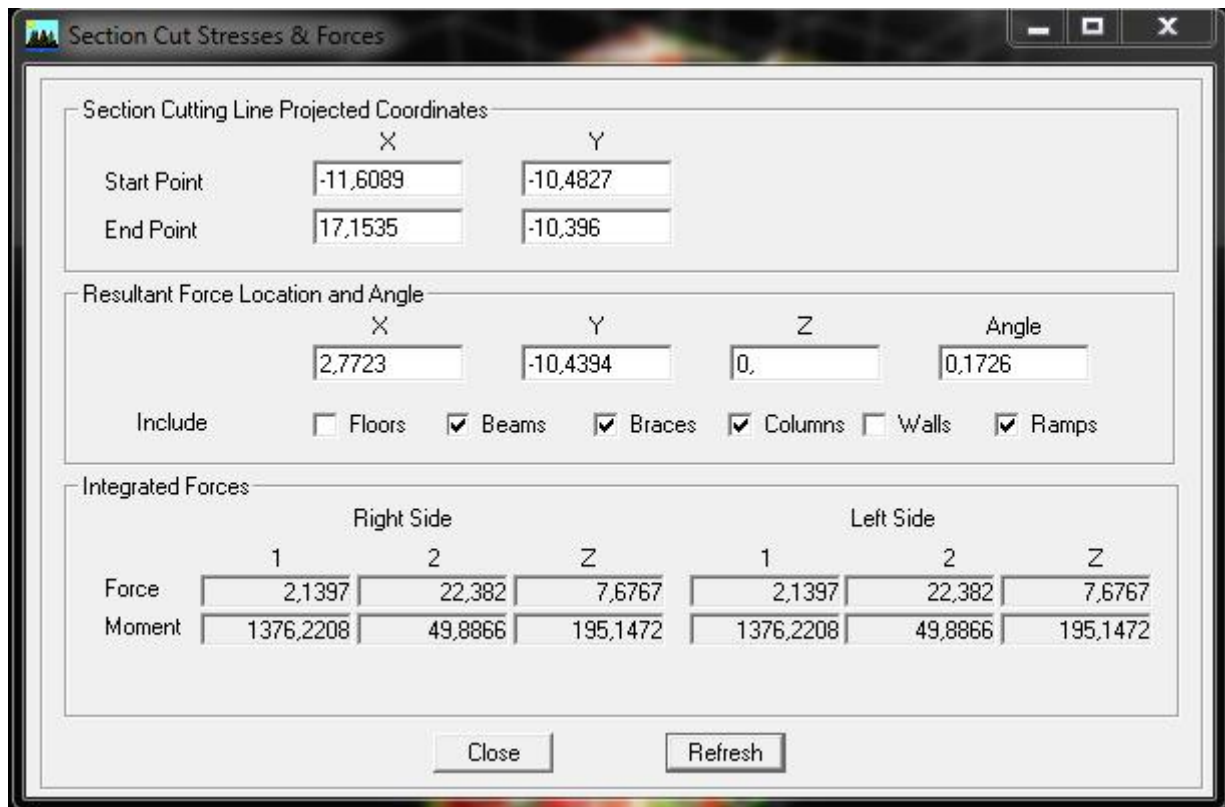


Fig.V.21.Efforts repris par les portiques selon Ey (sens longitudinale).

7. Calcul du pourcentage de participation des charges :

On a le type de contreventement de notre structure est portiques contreventé par des voiles.

Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble : **1379.32 KN**.

Efforts repris par les portiques : **256.71 KN**.

Efforts repris par les voiles : **1123.86 KN**.

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **18.61%**.

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **81.39%**.

Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble : **1881.62 KN**.

Efforts repris par les portiques : **232.82 KN**.

Efforts repris par les voiles : **1665.93 KN**.

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **11.47%**.

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **88.53%**.

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celle des portiques et cela dans les deux sens (les portiques vont reprendre moins **20%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le (**RPA99ver2003/Art 3.4.A**), le système de contreventement est du type **2**: système de contreventement assuré par des voiles porteurs.

Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**.

Remarque :

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte

Tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire:

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec rechercher de Windows.

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Les déplacements inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P-Δ) soit négligé.
- Vérification de l'excentricité.

I. Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

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

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

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

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

- **Pour les poteaux de (40x40) cm² : $N_d=1183,085$ kN**

$$V = \frac{1183,085}{(40 \times 40 \times 2.5)} = 0,296 < 0.3$$

Condition vérifiée.

- **Pour les poteaux de (35x35) cm²: $N_d=783,195$ kN**

$$V = \frac{783,195}{(35 \times 35 \times 2.5)} = 0.156 < 0.3$$

Condition vérifiée.

- Pour les poteaux de (30x30) cm²: $N_d=417,78$ kN

$$V = \frac{417,78}{(30 \times 30 \times 2,5)} = 0,186 < 0,3$$

Condition vérifiée.

- Pour les poteaux de (25x25) cm² : $N_d=55,56$ kN

$$V = \frac{55,56}{(25 \times 25 \times 2,5)} = 0,035 < 0,3$$

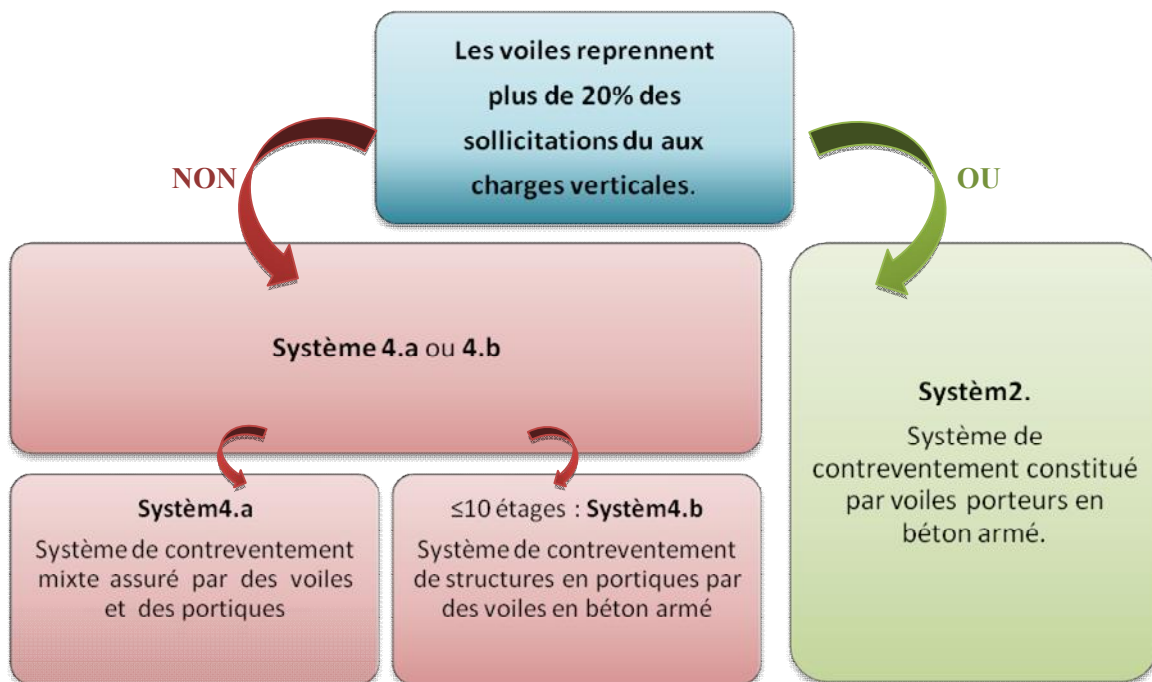
Condition vérifiée.

1. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

L’objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l’attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d’une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

1. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction portiques-voiles.
2. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

II. Justification du système de contreventement :

Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l’aide de l’option « Section Cut ». (Combinaison E.L.U)

Charges verticales totales = **45425.27 KN**

- Charges verticales reprise par les portiques : 20930.30 kN (46,07 %)

- Charges verticales reprise par les voiles : 24494.97 kN (53,93 %)
- De plus, Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E spectre)

Charges sismiques totales (efforts tranchants à la base) :

Sens xx : **1533.56KN**

Sens yy : **1966.53 KN**

- **Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : 181.91 KN (11.86%)

Sens yy : 121.81 KN (06.2%)

- **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : 1351.65KN (88.14%)

Sens yy : 1844.72 KN (93.80%)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

III. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse}

V_{etabs} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

A = 0.15 (coefficient d'accélération de zone : zone II_a, groupe 2).

R = 3.5 (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

W = 26885,14 KN poids total de la structure obtenue par logiciel l'etabs.

| | Story | Point | Load | FX | FY | FZ | MX | MY | MZ |
|--|-----------|------------|------------|-------|-------|---------|-----------|------------|--------|
| | BASE | 718 | 08GEE MAX | 25.43 | 0.06 | 50.78 | 0.233 | 2.198 | 0.008 |
| | BASE | 718 | 08GEE MIN | -3.04 | -0.13 | 1.85 | -0.095 | -1.857 | -0.023 |
| | BASE | 718 | 12GQE MAX | 34.22 | 0.06 | 69.50 | 0.302 | 2.647 | 0.006 |
| | BASE | 718 | 12GQE MIN | 0.05 | -0.17 | 10.79 | -0.090 | -2.218 | -0.033 |
| | BASE | 718 | 12GQEE MAX | 34.22 | 0.06 | 69.50 | 0.302 | 2.647 | 0.006 |
| | BASE | 718 | 12GQEE MIN | 0.05 | -0.17 | 10.79 | -0.090 | -2.218 | -0.033 |
| | Summation | 0, 0, Base | DEAD | 0.00 | 0.00 | 3241.45 | 41619.850 | -33412.356 | 0.000 |
| | Summation | 0, 0, Base | LIVE | 0.00 | 0.00 | 708.28 | 8696.980 | -7306.244 | 0.000 |

$W = (G+0.2Q) \times 10 = (2537,40 + 0.2 \times 755,57) \times 10 = 26885,14 \text{ KN.}$

D : facteur d’amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

- **Calcul de facteur de qualité Q** : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
 - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q “est observé ou non“

- **Régularité en plan** :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**
 La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Condition vérifiée.

A chaque niveau et selon chaque direction la distance entre le center de gravite G et le centre de torsion T ne doit pas dépasser 15% de la dimension mesurée perpendiculaire a la direction de la force

$ex = |XG - XT| \leq 15\% Lx$

$ey = |YG - YT| \leq 15\% Ly$

$ex = |9,15 - 9,55| \leq 15\% 18,25$

$ex = 0,4 \leq 2,73$

$ey = |5,925 - 7,18| \leq 15\% 11,85$

$ey = 1,255 \leq 1,77$

Condition vérifiée.

Pour que le plancher assure une indéformabilité dans son plan il y a lieu de limiter la surface des ouvertures, dans ce cas la surface totale de toutes les ouvertures S_0 dans un plancher doit être inférieure ou égale à 15% de sa surface totale ST

$$S_0 \leq 15\% ST$$

$$(3,05 \times 3,55) + (3,05 \times 1,20) \leq 15\% (18,25 \times 11,85)$$

$$14,48 < 32,43 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La régularité en plan est vérifiée :

$$P_{1x} = 0 \quad P_{1y} = 0$$

• **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Condition vérifiée.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition vérifiée.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{\max}}{B_{\min}} \leq 1,5 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0,8. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{\max}}{B_{\min}} = \frac{18,25}{18,25} = 1 < 1,5 \quad \text{condition vérifiée} \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} < \frac{18,25}{18,25} = 1 > 0,8 \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B_{\max}}{B_{\min}} \leq 1,5 \\ \frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0,8. \end{array} \right.$$

{

$$\frac{B_{max}}{B_{min}} = \frac{11,85}{7,1} = 1,66 > 1,5 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} < \frac{7,1}{11,85} = 0,6 < 0,8 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Condition non vérifiée.

La régularité en élévation dans le sens x-x est vérifiée : $P_{2x} = 0$.

La régularité en élévation dans le sens y-y n'est vérifiée : $P_{2y} = 0,05$.

• **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x :

Condition vérifiée.

Sens y-y : il y a des files qui contiennent deux travées

Condition non vérifiée.

$$P_{3x} = 0 ; P_{3y} = 0,05.$$

• **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : le dernier étage contient trois files de portiques

Condition non vérifiée.

Sens y-y : les files ne sont pas disposées symétriquement

Condition vérifiée.

$$P_{4x} = 0,05 ; P_{4y} = 0$$

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0.00$$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx et Sens yy :

| Critère q | Pénalité p _q (x-x) | Pénalité p _q (y-y) |
|--|-------------------------------|-------------------------------|
| Condition minimale des files porteuses | 0.00 | 0.05 |
| Redondance en plan | 0.05 | 0.00 |

| | | |
|---------------------------------------|------|------|
| Régularité en plan | 0.00 | 0.00 |
| Régularité en élévation | 0.00 | 0.05 |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0.00 | 0.00 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.00 | 0.00 |
| | | |

D'où :

$$Q = Q_{xx} = 1 + \sum P_q = 1.05$$

$$Q = Q_{yy} = 1 + \sum P_q = 1.10$$

• **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:**

Période donné par l'ETABS est :

$$T_{\text{etabs}} = 0.921863 \text{ S (mode 1) translation.}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.645493 \text{ S (mode 2) translation.}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0.496929 \text{ S (mode 3) rotation.}$$

Période donnée par les formules empiriques est :

$$T = \text{Min} \{ 0,09 h_n / \sqrt{D} ; C_T (h_n)^{3/4} \}$$

Avec :

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 18.25 \text{ m. } D_y = 11.85 \text{ m}$$

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau jusqu'à l'ascenseur <<n>>. $h_n = 35.53 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) → $C_T = 0,05$.

$$\text{Sens x-x : } T = \min \{ 0.748 \text{ s ; } 0.727 \text{ s} \} = 0.727 \text{ s}$$

$$\text{Sens y-y : } T = \min \{ 0.928 \text{ s ; } 0.727 \text{ s} \} = 0.727 \text{ s}$$

L'article (4.2.4 du RPA99/ 2003) postule que :

“ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques (ETABS) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur

D est déterminé suivant le tableau suivant :

| Condition sur T | Période choisie |
|--|------------------------|
| $T_{etabs} > T_{empirique}$ | $T = T_{empirique}$ |
| $T_{empirique} < T_{etabs} < 1,3T_{empirique}$ | $T = T_{etabs}$ |
| $1,3 T_{empirique} < T_{etabs}$ | $T = 1,3T_{empirique}$ |

$$T_{emp} = 0.727 < T_{etabs} = 0,921863 \text{ s} < 1.3T_{emp} = 1.3 \times 0.727 = 0.9451 \text{ s} \rightarrow T = T_{etabs} = 0,921863 \text{ s}$$

$$T_{emp} = 0.727 < T_{etabs} = 0,921863 \text{ s} < 1.3T_{emp} = 1.3 \times 0.727 = 0.9451 \text{ s} \rightarrow T = T_{etabs} = 0,921863 \text{ s}$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s (site 3)} \quad (4.2 \text{ RPA 99 / 2003}) \quad \text{donc} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\text{Avec } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 / 2003)

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5 \%$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$$

Dans le (sens x-x) :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0,921863}\right)^{2/3} = 1.35$$

Dans le (sens y-y) :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.5}{0,921863}\right)^{2/3} = 1.35$$

Dans le (sens x-x) :

Application numérique : $V_{mse} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.05}{3.5} \times 26885.14 = 1633.27 \text{ KN}$

Dans le (sens y-y) :

Application numérique : $V_{mse} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.10}{3.5} \times 26885.14 = 1711.04 \text{ KN}$

L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour cela on sélectionne les éléments de la base → support réactions → choisir la combinaison E
 Les efforts tranchants à la base sont donnés par les colonnes :

Global F_x : dans le sens xx : $V_{etabs} = 1825.3 \text{ kN}$

Global F_y : dans le sens yy : $V_{etabs} = 2279.7 \text{ kN}$

• **Vérification :**

Sens xx : $V_{etabs} = 1825.3 > 80\% V_{mse} = 1306.61 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

Sens yy : $V_{etabs} = 2279.7 \text{ kN} > 80\% V_{mse} = 1368.83 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

IV. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

$\Delta_k \leq 1\%h$

• **Calcul des déplacements : (RPA article 4.34)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R\delta_{\epsilon k}$

$\delta_{\epsilon k}$: Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous : show table → displacements → displacements data → Diaphragm CM Displacement

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| niveau | $\delta_{ek\ x}$ (m) | $\delta_{ek\ y}$ (m) | R | $\delta_{k\ x}$ (m) | $\delta_{k\ y}$ (m) | $\Delta_{k\ x}$ (m) | $\Delta_{k\ y}$ (m) | 1%h | Obs |
|-----------|----------------------|----------------------|-----|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|-----|
| Ascenseur | 0,0266 | 0,018 | 3.5 | 0.0931 | 0.063 | 0.0070 | 0.0063 | 0.0306 | CV |
| Etage10 | 0,0246 | 0,0162 | 3.5 | 0.0861 | 0.0567 | 0.0105 | 0.0067 | 0.0306 | CV |
| Etage9 | 0,0216 | 0,0143 | 3.5 | 0.0756 | 0.0500 | 0.0091 | 0.0066 | 0.0306 | CV |
| Etage8 | 0,019 | 0,0124 | 3.5 | 0.0665 | 0.0434 | 0.0091 | 0.0070 | 0.0306 | CV |
| Etage7 | 0,0164 | 0,0104 | 3.5 | 0.0574 | 0.0364 | 0.0098 | 0.0067 | 0.0306 | CV |
| Etage6 | 0,0136 | 0,0085 | 3.5 | 0.0476 | 0.0297 | 0.0095 | 0.0063 | 0.0306 | CV |
| Etage5 | 0,0109 | 0,0067 | 3.5 | 0.0381 | 0.0234 | 0.0094 | 0.0063 | 0.0306 | CV |
| Etage4 | 0,0082 | 0,0049 | 3.5 | 0.0287 | 0.0171 | 0.0091 | 0.0056 | 0.0306 | CV |
| Etage3 | 0,0056 | 0,0033 | 3.5 | 0.0196 | 0.0115 | 0.0081 | 0.0045 | 0.0306 | CV |
| Etage2 | 0,0033 | 0,002 | 3.5 | 0.0115 | 0.0070 | 0.0077 | 0.0049 | 0.0391 | CV |
| Etage1 | 0,0011 | 0,0006 | 3.5 | 0.0038 | 0.0021 | 0.0038 | 0.0021 | 0.0408 | CV |

Conclusion

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

V. Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|
| 1 | 0,921863 | 70,5919 | 0,2755 | 0,0000 | 70,5919 | 0,2755 | 0,0000 | 0,3922 |
| 2 | 0,645493 | 0,2737 | 68,6578 | 0,0000 | 70,8656 | 68,9333 | 0,0000 | 97,6746 |
| 3 | 0,496929 | 0,3068 | 0,0895 | 0,0000 | 71,1724 | 69,0228 | 0,0000 | 0,1296 |
| 4 | 0,234586 | 16,5556 | 0,0507 | 0,0000 | 87,7280 | 69,0735 | 0,0000 | 0,0068 |
| 5 | 0,151478 | 0,0387 | 18,8647 | 0,0000 | 87,7667 | 87,9382 | 0,0000 | 1,4804 |
| 6 | 0,115359 | 0,7656 | 0,0329 | 0,0000 | 88,5322 | 87,9711 | 0,0000 | 0,0023 |
| 7 | 0,105283 | 3,1239 | 0,1594 | 0,0000 | 91,6561 | 88,1304 | 0,0000 | 0,0103 |
| 8 | 0,097056 | 2,0103 | 0,9118 | 0,0000 | 93,6665 | 89,0423 | 0,0000 | 0,0527 |
| 9 | 0,070761 | 0,2514 | 4,4585 | 0,0000 | 93,9178 | 93,5008 | 0,0000 | 0,1677 |
| 10 | 0,060134 | 2,4355 | 0,2670 | 0,0000 | 96,3533 | 93,7677 | 0,0000 | 0,0075 |
| 11 | 0,053357 | 0,1944 | 0,1692 | 0,0000 | 96,5477 | 93,9369 | 0,0000 | 0,0042 |
| 12 | 0,048400 | 0,1867 | 2,5499 | 0,0000 | 96,7344 | 96,4869 | 0,0000 | 0,0439 |

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la **condition du RPA est vérifiée.**

VI. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»
 $= \sum (WGi + \beta WQi)$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k» = $\sum F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveau | P _k (KN) | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | |
|-----------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------------------|----------------|--------------------|----------------|---------------------------------|----------------|
| | | Δ _k (m) | V _K | V _k x h _k | θ _x | Δ _k (m) | V _K | V _k x h _k | θ _y |
| Ascenseur | 151.15 | 0.0070 | 32.5 | 99.45 | 0.010639 | 0.0063 | 42.7 | 130.66 | 0.007287 |
| Etage8 | 1570.04 | 0.0105 | 263.5 | 806.31 | 0.020445 | 0.0067 | 342.4 | 1047.74 | 0.010039 |
| Etage7 | 2508.96 | 0.0091 | 530.1 | 1622.10 | 0.014075 | 0.0066 | 674.9 | 2065.19 | 0.008018 |
| Etage6 | 2667.11 | 0.0091 | 747.6 | 2287.65 | 0.010609 | 0.0070 | 969 | 2965.14 | 0.006296 |
| Etage5 | 2667.11 | 0.0098 | 925.1 | 2830.80 | 0.009233 | 0.0067 | 1207. 2 | 3694.03 | 0.004837 |
| Etage4 | 2695.13 | 0.0095 | 1073 | 3283.38 | 0.007797 | 0.0063 | 1406. 9 | 4305.11 | 0.003943 |

| | | | | | | | | | |
|-----------------|---------|--------|--------|---------|----------|--------|------------|---------|----------|
| Etage3 | 2726.15 | 0.0094 | 1203.2 | 3681.79 | 0.006960 | 0.0063 | 1577. 9 | 4828.37 | 0.003557 |
| Etage2 | 2726.15 | 0.0091 | 1318.1 | 4033.38 | 0.006150 | 0.0056 | 1718. 2 | 5257.69 | 0.002903 |
| Etage1 | 2760.49 | 0.0081 | 1413.4 | 4325.00 | 0.005169 | 0.0045 | 1830 | 5599.80 | 0.002218 |
| RDC | 2922.59 | 0.0077 | 1492.4 | 5835.28 | 0.003856 | 0.0049 | 1919. 7 | 7506.02 | 0.001907 |
| Sous sol | 3199.54 | 0.0038 | 1533.6 | 6257.08 | 0.001942 | 0.0021 | 1966. 5 | 8023.32 | 0.000837 |

Remarque :

La condition = $\theta_k < 0.10$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, d'où Les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le calcul des éléments structuraux.

VII. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article (4.3.7 du RPA99/2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

On doit vérifier :

Sens xx : $|C_m - C_R| \leq 5\% L_x$

Sens yy : $|C_m - C_R| \leq 5\% L_y$

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour faire : show table → building output → center Mass Rigidity

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

| Niveau | Sens x-x | | | | Sens y-y | | | | Obs |
|-----------------|----------|-------|-------------|----------|----------|-------|-------------|----------|-----------|
| | C_m | C_R | $C_m - C_R$ | 5% L_x | C_m | C_R | $C_m - C_R$ | 5% L_y | |
| Sous sol | 9,142 | 9,28 | 0.138 | 0.91 | 6,789 | 6,765 | 0.024 | 0.66 | CV |
| RDC | 9,141 | 9,277 | 0.136 | 0.91 | 6,776 | 7,083 | 0.307 | 0.66 | CV |
| Etage1 | 9,135 | 9,276 | 0.141 | 0.91 | 6,755 | 7,115 | 0.360 | 0.66 | CV |

| | | | | | | | | | |
|------------------|-------|--------|-------|------|-------|-------|-------|------|-----------|
| Etage2 | 9,139 | 9,278 | 0.139 | 0.91 | 6,753 | 7,082 | 0.329 | 0.66 | CV |
| Etage3 | 9,139 | 9,281 | 0.142 | 0.91 | 6,753 | 7,027 | 0.274 | 0.66 | CV |
| Etage4 | 9,139 | 9,286 | 0.147 | 0.91 | 6,750 | 6,967 | 0.217 | 0.66 | CV |
| Etage5 | 9,139 | 9,291 | 0.152 | 0.91 | 6,746 | 6,909 | 0.163 | 0.66 | CV |
| Etage6 | 9,139 | 9,295 | 0.156 | 0.91 | 6,746 | 6,855 | 0.109 | 0.66 | CV |
| Etage7 | 9,140 | 9,300 | 0.160 | 0.91 | 6,475 | 6,803 | 0.328 | 0.66 | CV |
| Etage8 | 9,149 | 9,322 | 0.173 | 0.91 | 4,364 | 6,712 | 2.348 | 0.66 | CV |
| Ascenseur | 9,283 | 10,786 | 1.503 | 0.91 | 6,916 | 8,146 | 1.230 | 0.66 | CV |

Remarque :

La 1 ère condition n'est pas vérifiée a cause que logiciel l'Etabs n'a pas pris en considération le chainage entre le plancher du 2 E-Sol et le radier du 1 er E-Sol.

Conclusion:

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments Structuraux.

Introduction :

Ces chapitres sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU (1.35G+1.5Q)

accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

Recommandations du RPA :

Pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \text{ en toute section}$$

. Poutres principales ;PP (25 x 40), $A_{\min} = 5\text{cm}^2$

.Poutres secondaires ;PS (20 x 30), $A_{\min} = 3\text{cm}^2$

Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante et $A_{\max} = 6\% (b \times h)$ pour la zone de recouvrement

.Poutres, principales PP(25 x 40).

$A_{\max} = 40\text{cm}^2$ (zone courante) ; $A_{\max} = 60\text{cm}^2$ (zone de recouvrement)

. Poutres secondaires PS (20 x 30),

$A_{\max} = 24\text{cm}^2$ (zone courante) ; $A_{\max} = 36\text{cm}^2$ (zone de recouvrement)

La longueur de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carrée ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme

$$\text{suit : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \rightarrow \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre Φ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.

Etapes de calcul de ferrailage :

Armatures longitudinale :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A_c : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

· Calcul du moment réduit « μ » :
$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

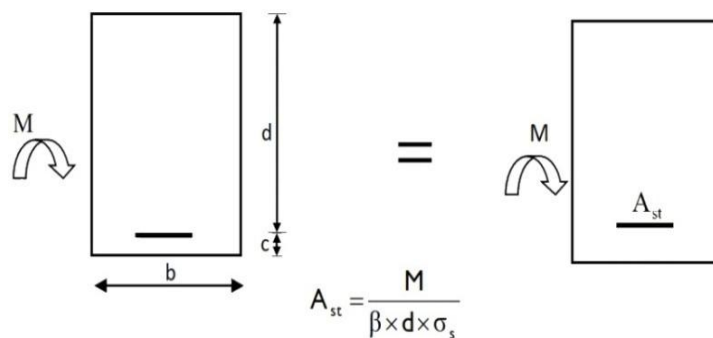
· Définition du moment réduit limite « μ_1 » :

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

· On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 »:

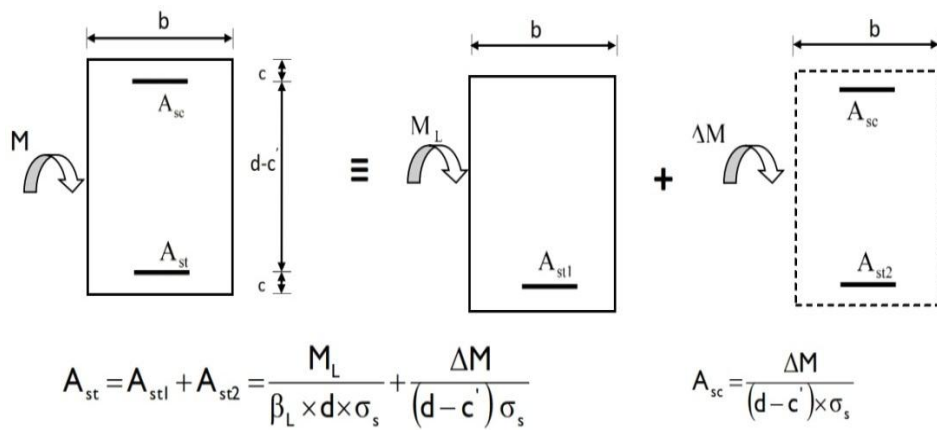
1^{er} cas : ($\mu \leq \mu_1$) Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0$)



2^{ème} cas : ($\mu \geq \mu_1$) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{Acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Poutres principales :

Exemple de calcul :

Poutre principale (25x40) travée pour le sous-sols de $M_{ELU} = 72.84 \text{ kN.m}$

Calcul du moment réduit : $\mu = \frac{72.84 \cdot 10^3}{25 \cdot 38^2 \cdot 14.2} = 0.142 \leq \mu_1 \text{ (SSA) de } \beta = 0.923$

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

et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{72.84 \cdot 10^3}{0.923 \cdot 38 \cdot 348} = 5.96 \text{ cm}^2 \text{ on prend 3HA16}$$

$$A_{sup} = 3\text{HA16} = 6.03 \text{ cm}^2, A_{inf} = 3\text{HA16} = 6.03 \text{ cm}^2$$

donc $A_{tot} = 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 5 \text{ cm}^2 \leq A_{to} = 12.06 \text{ cm}^2 \leq A_{max} = 42 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Tous Les résultats des ferraillages sont donnés dans les tableaux suivants :

a₁) Poutres principales non adhérees aux voiles (sens longitudinal): $A_{min} = 5\text{cm}^2 [0,5\% (b \times h)]$:

| Niv | M (kN.m) | | | μ | Obs | β | A _s (cm ²) | Ferraillage | | A _{adopter} (cm ²) |
|--|-----------------------|-------|--------|-------|-----|---------|--------------------------------------|-------------|----------|--|
| | | | | | | | | Fillantes | Chapeaux | |
| SOUS – SOL | A_{PP} | G+Q+ | -76.98 | 0.15 | SSA | 0.91 | 6.34 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | E | | 0 | | 8 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 72.84 | 0.14 | SSA | 0.92 | 5.96 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 2 | | 3 | | | | |
| RDC au. 2^{er} étage | A_{PP} | G+Q+ | -66.53 | 0.12 | SSA | 0.93 | 5.40 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | E | | 9 | | 0 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 51.66 | 0.10 | SSA | 0.94 | 4.12 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 0 | | 7 | | | | |
| 3^{eme} au 5^{eme} étage. | A_{PP} | G+Q+ | -68.37 | 0.13 | SSA | 0.92 | 5.56 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | E | | 3 | | 9 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 52.79 | 0.10 | SSA | 0.94 | 4.21 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 2 | | 6 | | | | |
| 6^{eme} au 8^{eme} étage. | A_{PP} | G+Q+ | -60.62 | 0.11 | SSA | 0.93 | 4.89 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | E | | 8 | | 7 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 51.19 | 0.09 | SSA | 0.94 | 4.08 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 9 | | 8 | | | | |

Tableau VII.1.Ferraillage des poutres principales non proches aux voiles.

a₂) Poutres principales adhérees aux voiles (sens longitudinal) $A_{min} = 5cm^2 [0,5\% (b \times h)] :$

| Niv | M (kN.m) | | | μ | Obs | β | A _s (cm ²) | Ferraillage | | A _{adopter} (cm ²) |
|--|-----------------------|-------|--------|-------|-----|---------|--------------------------------------|-------------|----------|--|
| | | | | | | | | Fillantes | Chapeaux | |
| SOUS – SOL | A_{PF} | G+Q+ | -83.85 | 0.16 | SSA | 0.91 | 6.96 | 3HA16 | 2HA14 | 9.11 |
| | | E | | 3 | | 1 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 68.95 | 0.13 | SSA | 0.92 | 5.61 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 4 | | 8 | | | | |
| RDC au. 2^{er} étage | A_{PF} | G+Q+ | -90.13 | 0.17 | SSA | 0.90 | 7.53 | 3HA16 | 2HA14 | 9.11 |
| | | E | | 5 | | 4 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 53.97 | 0.10 | SSA | 0.94 | 4.31 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 5 | | 5 | | | | |
| 3^{eme} au 5^{eme} étage. | A_{PF} | G+Q+ | -99.27 | 0.19 | SSA | 0.89 | 8.41 | 3HA16 | 2HA14 | 9.11 |
| | | E | | 3 | | 2 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 57.65 | 0.11 | SSA | 0.94 | 4.63 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 2 | | 0 | | | | |
| 6^{eme} au 8^{eme} étage. | A_{PF} | G+Q+ | -99.62 | 0.19 | SSA | 0.89 | 8.45 | 3HA16 | 2HA14 | 9.11 |
| | | E | | 4 | | 1 | | | | |
| | | 0.8G+ | | | | | | | | |
| | | E | | | | | | | | |
| | Tra | ELU | 57.14 | 0.11 | SSA | 0.94 | 4.58 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | v | | | 1 | | 2 | | | | |

Tableau .VII.2.Ferraillage des Poutres principales adhérees aux voiles.

b₁) Poutres secondaires proches aux voiles (sens transversal): $A_{\min}=3 \text{ cm}^2 \rightarrow [0,5\% (b \times h)] :$

$$\text{Pour le sous sols : } (0.8G \pm E) \Rightarrow \begin{cases} M^{\max} = -27.07 \text{ kN.m} \\ M^{\min} = +19.09 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$(G + Q \pm E) \Rightarrow \begin{cases} M^{\max} = -32.12 \text{ kN.m} \\ M^{\min} = +20.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M^{\text{sup}} = \max(|-27.07| \text{ et } |-32.12|) \\ M^{\text{inf}} = \max(|+19.09| \text{ et } |+20.65|) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M^{\text{sup}} = -32.12 \text{ kN} \\ M^{\text{inf}} = +20.65 \text{ kN} \end{cases}$$

| Niv | M (kN.m) | | | | μ | Obs | β | A _s (cm ²) | Ferrailage | | A _{adopter} (cm ²) | |
|--|-----------------------|-----|--------|-----------|-----------|---------|---------|--------------------------------------|------------|----------|--|------|
| | | | | | | | | | Fillantes | Chapeaux | | |
| SOUS - SOL | A_{PP} | sup | G+Q+E | -32.12 | 32.1 2 | 0.062 | SS A | 0.968 | 2.50 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | -27.07 | | | | | | | | |
| | | inf | G+Q+E | 20.65 | 20.6 5 | 0.040 | SS A | 0.980 | 1.59 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | 19.09 | | | | | | | | |
| | Trav | ELU | / | 6.96 | 0.013 | SS A | 0.994 | 0.53 | 3HA14 | / | 4.62 | |
| RDC au 2^{eme} étage. | A_{PP} | sup | G+Q+E | -59.59 | 59.5 | 0.116 | SS A | 0.938 | 4.80 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | -51.03 | 9 | | | | | | | |
| | | inf | G+Q+E | 46.66 | 46.6 | 0.091 | SS A | 0.953 | 3.70 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | 40.57 | 6 | | | | | | | |
| | Trav | ELU | / | 26.3 7 | 0.051 | SS A | 0.974 | 2.04 | 3HA14 | / | 4.62 | |
| 3^{eme} au 5^{eme} étage | A_{PP} | sup | G+Q+E | -67.10 | 67.1 | 0.130 | SS A | 0.930 | 5.45 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | -54.56 | 0 | | | | | | | |
| | | inf | G+Q+E | 51.77 | 51.7 7 | 0.100 | SS A | 0.947 | 4.13 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | 43.94 | | | | | | | | |
| | Trav | ELU | / | 39.1 2 | 0.076 | SS A | 0.960 | 3.08 | 3HA14 | / | 4.62 | |
| 6^{eme} au 8^{eme} étage. | A_{PP} | sup | G+Q+E | -68.18 | 68.1 8 | 0.133 | SS A | 0.929 | 5.54 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | -53.16 | | | | | | | | |
| | | inf | G+Q+E | 53.29 | 53.2 | 0.103 | SS A | 0.946 | 4.25 | 3HA14 | 2HA12 | 6.88 |
| | | | 0.8G+E | 41.28 | 9 | | | | | | | |
| | Trav | ELU | / | 43.3 6 | 0.084 | SS A | 0.956 | 3.42 | 3HA14 | / | 4.62 | |

Tableau VII .3. Ferrailage des poutres secondaires proches aux voiles

| Niv | Comb | | M (kN.m) | μ | Obs | β | A _s cm ² | Ferraillage | | A _{adop} cm ² |
|-----------|-----------------------|--------|----------|-------|-----|---------|-----------------------------------|-------------|-------|--------------------------------------|
| | | | | | | | | FIL | CHAP | |
| Ascenseur | A_{PP} | G+Q+E | -18.45 | 0.035 | SSA | 0.983 | 1.42 | 3HA14 | 2HA12 | 5.65 |
| | | 0.8G+Q | | | | | | | | |
| | Trav | ELU | 19.41 | 0.037 | SSA | 0.982 | 1.49 | 3HA16 | / | 6.03 |

Tableau VII.5.Ferraillage des poutres de la cage d'ascenseur (poutres principales).

C₁) Poutres principales non adhérees aux voiles de la cage d'ascenseur : $A_{min} = 5 \text{ cm}^2$

| | | | | | | | | | | |
|-----------|-----------------------|--------|--------|-------|-----|-------|------|-------|-------|------|
| Ascenseur | A_{PP} | G+Q+E | -40.59 | 0.079 | SSA | 0.959 | 3.20 | 3HA16 | 2HA14 | 9.11 |
| | | 0.8G+Q | | | | | | | | |
| | Trav | ELU | 07.55 | 0.014 | SSA | 0.993 | 0.57 | 3HA16 | / | 6.03 |

C₁) Poutres principales adhérees aux voile de la cage d'ascenseur : $A_{min} = 5 \text{ cm}^2$

Tableau VII.5.Ferraillage des poutres de la cage d’ascenseur (poutres principales).

C₂)Poutres de cage d’ascenseur (poutres secondaires): $A_{min} = 3 \text{ cm}^2$

| Niv | M (kN.m) | | | | μ | Obs | β | A_s (cm ²) | Ferraillage | | A_{adop} (cm ²) | |
|-----------|-----------------------|-------|-------|--------|-------|------|---------|-----------------------------|-------------|----------|----------------------------------|------|
| | | | | | | | | | Fillantes | Chapeaux | | |
| Ascenseur | A_{PF} | su | G+Q | -12.11 | 12.11 | 0.02 | SSA | 0.98 | 0.92 | 2HA16 | 2HA16 | 9.58 |
| | | | +E | | | | | | | | | |
| | | p | 0.8G+ | -11.80 | | 3 | | 9 | | | +1HA14 | |
| | | | E | | | | | | | | | |
| | inf | G+Q | 10.83 | 10.83 | 0.02 | SSA | 0.99 | 0.82 | 2HA16 | 2HA16 | 9.58 | |
| | | +E | | | | | | | | | | |
| Trav | ELU | 0.8G+ | 10.68 | | 1 | | 0 | | | +1HA14 | | |
| | | E | | | | | | | | | | |
| | | / | 6.86 | 0.01 | SSA | 0.99 | 0.52 | 2HA16 | / | 3.57 | | |
| | | | | 3 | | 4 | | +1HA14 | | | | |

Tableau VII.6.Ferraillage des poutres de la cage d’ascenseur (poutres secondaires).

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

Vérification de la flèche(Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Sens longitudinale, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0.60cm$

Sens transversale, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{475}{500} = 0.95cm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$

Avec : E_v : module de déformation différé.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda.\mu}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au CDG de la section.

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

Calcul des coefficients

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5.\rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0.d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton à la compression})$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

I.9.Vérification de la flèche à chaque niveau dans les poutres principales (25x40) :

| Ms | L | Ev | h | A | ρ | λ_v | σ_s | β_1 | μ | I ₀ | I _v | f |
|--------|------|----------|------|--------------------|--------|-------------|------------|-----------|-------|--------------------|--------------------|-------|
| (KN.m) | (cm) | (MPa) | (cm) | (cm ²) | | | (MPa) | | | (cm ⁴) | (cm ⁴) | (cm) |
| 4.11 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 61.53 | 0.877 | 0.05 | 162639.13 | 169047.56 | 0.001 |
| 5.90 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 112.96 | 0.877 | 0.313 | 162639.13 | 131068.53 | 0.004 |
| 11.01 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 178.86 | 0.877 | 0.493 | 162639.13 | 113600.91 | 0.007 |
| 11.05 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 179.03 | 0.877 | 0.493 | 162639.13 | 113600.91 | 0.007 |
| 11.44 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 180.73 | 0.877 | 0.496 | 162639.13 | 113349.14 | 0.007 |
| 19.91 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 174.06 | 0.877 | 0.483 | 162639.13 | 114448.28 | 0.007 |
| 38.84 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 169.39 | 0.877 | 0.473 | 162639.13 | 115308.39 | 0.007 |
| 38.79 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 169.17 | 0.877 | 0.472 | 162639.13 | 115395.11 | 0.007 |
| 37.57 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 163.85 | 0.877 | 0.461 | 162639.13 | 116357.73 | 0.006 |
| 36.74 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 160.23 | 0.877 | 0.452 | 162639.13 | 117157.36 | 0.006 |
| 51.38 | 475 | 10818.86 | 40 | 6.88 | 0.0072 | 1.166 | 224.08 | 0.877 | 0.570 | 162639.13 | 107473.80 | 0.009 |

I.10.Vérification de la flèche à chaque niveau dans les poutres secondaires (20x30) :

| Ms | L | Ev | h | A | ρ | λ_v | σ_s | β_1 | μ | I_0 | I_f | f |
|--------|------|----------|------|--------------------|--------|-------------|------------|-----------|-------|--------------------|----------|--------|
| (KN.m) | (cm) | (MPa) | (cm) | (cm ²) | | | (MPa) | | | (cm ⁴) | | |
| 4.98 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 44.24 | 0.825 | 0 | 59094.6 | 65004.06 | 0.0006 |
| 29.42 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 261.41 | 0.825 | 0.655 | 59094.6 | 35370.73 | 0.0069 |
| 30.93 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 274.82 | 0.825 | 0.669 | 59094.6 | 38576.79 | 0.0066 |
| 30.12 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 267.63 | 0.825 | 0.662 | 59094.6 | 38741.59 | 0.0064 |
| 27.87 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 247.63 | 0.825 | 0.640 | 59094.6 | 39268.83 | 0.0059 |
| 24.64 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 218.63 | 0.825 | 0.603 | 59094.6 | 40188.67 | 0.0051 |
| 22.29 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 198.05 | 0.825 | 0.572 | 59094.6 | 40993.19 | 0.0045 |
| 18.76 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 166.69 | 0.825 | 0.514 | 59094.6 | 42588.30 | 0.0036 |
| 14.50 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 128.83 | 0.825 | 0.580 | 59094.6 | 40782.51 | 0.0029 |
| 11.18 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 99.33 | 0.825 | 0.314 | | 49188.26 | 0.0018 |
| 4.97 | 300 | 10818.86 | 30 | 4.62 | 0.0082 | 1.024 | 44.16 | 0.825 | 0 | 59094.6 | 65004.06 | 0.0006 |

CHAPITRE VII
Ferrailage des poutres

Disposition constructive :

Conformément au (*CBA 93annexe E₃*), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

A $\left(\frac{1}{5}\right)$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A $\left(\frac{1}{4}\right)$ 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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la portée.

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons : $(1.35G+1.5Q)$, $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$

1. Recommandations du RPA:(zone IIa)**a. Armatures longitudinales:(R.P.A Art.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement
- **Pourcentage total minimum:**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8%** de la section du béton

(0,8% x b x h) :

- Poteau (40x40) : $A_{\min}=12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{\min}=9.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) : $A_{\min}=7.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (25x25) : $A_{\min}=5 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum:**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement:

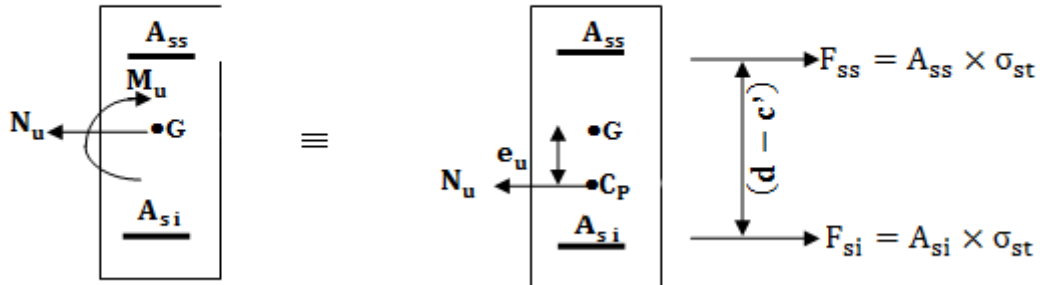
- **Zone courante sera de 4% x b x h**
- Poteau (40x40) : $A_{\max}= 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{\max}= 49 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) : $A_{\max}= 36 \text{ cm}^2$
- Poteau (25x25) : $A_{\max}= 25 \text{ cm}^2$
- **Zone de recouvrement sera de 6% x b x h**
- Poteau (40x40) : $A_{\max}= 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{\max}= 73.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30x30) : $A_{\max}= 54 \text{ cm}^2$
- Poteau (25x25) : $A_{\max}= 37.5 \text{ cm}^2$

2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Section entièrement tendue (S.E.T) :

N_u : Effort de traction et C_P : Centre de pression situé entre les armatures

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



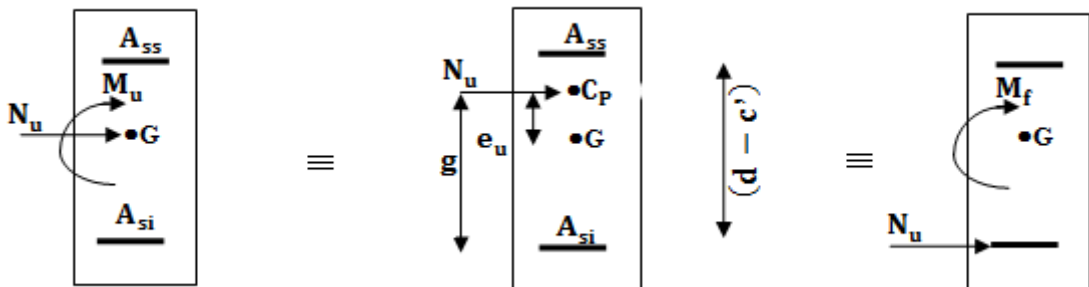
$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ Seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_u = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \dots\dots\dots 1 \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_u \left(\frac{h}{2} - c - e_u\right) \dots\dots\dots 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{st\ sup} = N_t \cdot \frac{(0.5h - c - e)}{\sigma_{st}(d - c')} \\ A_{st\ inf} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{st\ sup} \end{cases}$$

b. Section partiellement ou entièrement comprimée (S.P.C)

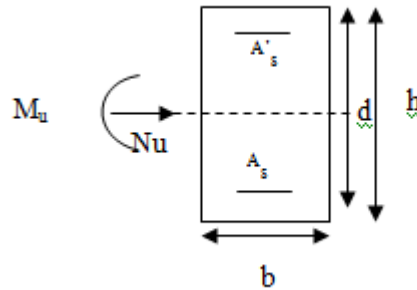
EXP :

N_u : Effort de compression et C_P : Centre de pression situé entre les armatures



$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ de plus, il faut vérifier l'inégalité suivante :

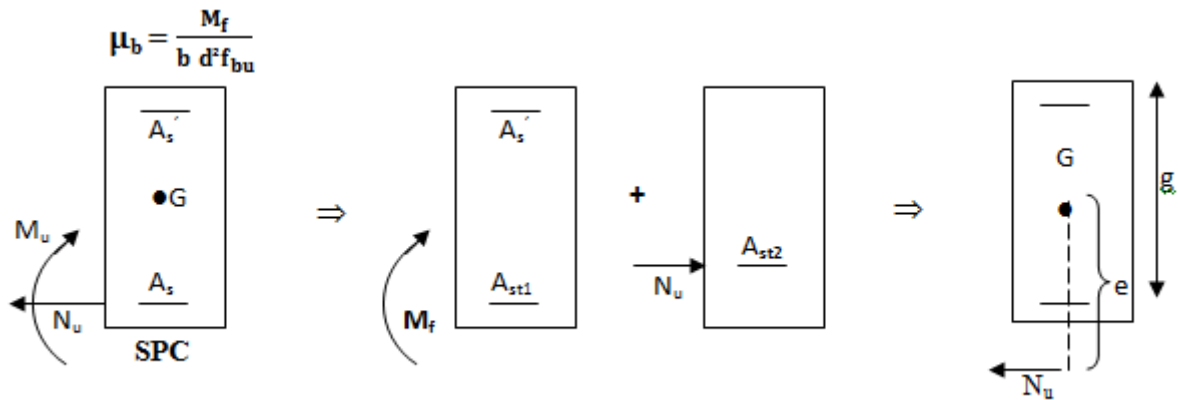
$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots\dots\dots (A)$$



Avec $M_f = \left(\frac{h}{2} - c\right) N_u + M_u$ qui représente le moment fictif

Dans le cas où (A) est vérifiée, on dit que la section est une S.P.C

D'où le calcul se fait comme suit :



Deux cas se présentent pour μ_b

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée (SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA) donc il faut calculer A_1 et A_1'

Et μ_1 : valeur ultime pour une section simplement armée qui vaut **0.392**

1. Pour une SSA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$, d'où la section d'acier réelle sera $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$
2. Pour une SDA : $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$ avec $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

M_r : Moment ultime pour une SSA

Les sections d'acier réelles seront $A_s' = A_1'$ et $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

c. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une SEC c'est lorsque (A) n'est pas vérifiée, elle engendre deux cas de ferrailage après vérification de l'inégalité suivante :

$$(d-c') N_u - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \dots \dots \dots (B)$$

1. Si (B) est vérifiée, alors la section a besoin d'armatures comprimées supérieures et inférieures

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

2. Si (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures en zone la moins comprimée $A_s' = 0$

$$A_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \text{ Avec } \psi = \frac{0.351 + \frac{(d-c') N_u - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{e}{h}}$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constate qu'il est possible d'adopter le Même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : du sous sol au 1^{er} étage.

Zone II : du 2^{eme} au 4^{eme} étage.

Zone III : du 5^{eme} au 7^{eme} étage.

Zone IV : Du 8^{eme} au 9^{eme} étage.

3. Ferrailage des poteaux :

Exemple de calcule

Poteau (40x40) : $N_{max} = - 1717.3$ (KN) , $M_{cor} = 6.27$ (KN.m)

• $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.27}{1717.3} = 0.0036 \text{ m} = 0.36 \text{ cm} < \left(\frac{35}{2} - 2\right) = 15,5 \text{ cm}$

• $(d-c) N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$

(38-2) $1717.3 - 1717.3 \left(\frac{40}{2} - 2 +\right) + 627 \leq (0.337 - 0.81 \frac{2}{40}) 40 \times 40^2 1420$

30284400(N.cm) > 26945920 (N.cm)

Donc SEC

$(d-c') N_u - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$

(38-2) $1717.3 - 1717.3 \left(\frac{40}{2} - 2 +\right) + 627 \geq (0.5 - \frac{2}{40}) 40 \times 40^2 1420$

30284400(N.cm) < 40896000 (N.cm)

Donc la section n'a pas besoin d'armatures en zone la moins comprimée $A_s' = 0$

$$A_s = \frac{Nu - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \psi = \frac{0.351 + \frac{(d-c') Nu - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.351 + \frac{(38-2)1717,3 - 31538,4}{40 \times 40^2 \times 1420}}{0.857 - \frac{2}{40}} = 0.847$$

$$A_s = \frac{1717,3 \times 1000 - 0.847 \times 40 \times 40 \times 1420}{34800} = -5.95 \text{ cm} \quad A_s = 0$$

Les résultats numériques de calcul de ferraillage sont regroupés dans les tableaux suivants

s longitudinal :

| | Section (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | e(m) | ($\frac{h}{2} - c$) | Ψ | Obs1 | μ_b | Obs2 | $A_s (A_{inf})$ (cm ²) | $A'_s (A_{sup})$ (cm ²) | mm cm |
|-----------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------|--------|-----------------------|--------|------|---------|------|---------------------------------------|--|----------|
| s sol au e | 40x40 | $N_{max} = -1717.3$ | $M_{cor} = 6.27$ | 0.0036 | 0.180 | 0.847 | SEC | 0.384 | SSA | 0.00 | 0.00 | 1 |
| | | $N_{min} = 773.60$ | $M_{cor} = -0.64$ | 0.0008 | 0.180 | / | SET | 0.170 | SSA | 11.16 | 11.07 | |
| | | $N_{cor} = -472.50$ | $M_{ma} = -39.58$ | 0.0837 | 0.180 | / | SPC | 0.152 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| au 4 ^{ème} | 35x35 | $N_{max} = -1023.4$ | $M_{cor} = 21.53$ | 0.0210 | 0.155 | / | SPC | 0.332 | SSA | 0.00 | 0.00 | 5 |
| | | $N_{min} = 255.90$ | $M_{co} = 0.39$ | 0.0015 | 0.155 | / | SET | 0.074 | SSA | 3.65 | 3.71 | |
| | | $N_{cor} = -191.11$ | $M_{max} = -44,72$ | 0.2340 | 0.155 | / | SPC | 0.137 | SSA | 1.50 | 0.00 | |
| e au 7 ^{ème} | 30x30 | $N_{max} = -513.3$ | $M_{cor} = 18.70$ | 0.0364 | 0.130 | / | SPC | 0.256 | SSA | 0.00 | 0.00 | 7 |
| | | $N_{min} = 54.90$ | $M_{cor} = 0.49$ | 0.0089 | 0.130 | / | SET | 0.022 | SSA | 0.74 | 0.84 | |
| | | $N_{cor} = -56.40$ | $M_{max} = -41.83$ | 0.741 | 0.130 | / | SPC | 0.147 | SSA | 3.84 | 0.00 | |
| e au 9 ^{ème} | 25x25 | $N_{max} = -131.00$ | $M_{cor} = -02.04$ | 0.0155 | 0.105 | / | SPC | 0.084 | SSA | 0.00 | 0.00 | 5 |
| | | $N_{min} = 37.70$ | $M_{cor} = -0.31$ | 0.0082 | 0.105 | / | SET | 0.022 | SSA | 0.58 | 0.50 | |
| | | $N_{cor} = -29.80$ | $M_{max} = -27.03$ | 0.9070 | 0.105 | / | SPC | 0.160 | SSA | 3.27 | 0.00 | |

Tableau VIII.1.Ferrailage des poteaux sens longitudinal.

s transversal:

| | Section (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | e(m) | $(\frac{h}{2} - c)$ | Ψ | Obs1 | μ_b | Obs2 | A _S (A _{inf}) (cm ²) | A' _S (A _{sup}) (cm ²) | A (cm ²) |
|-----------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|--------|---------------------|--------|------|---------|------|---|--|----------------------|
| sol ge | 40x40 | N _{max} = -1717.3 | M _{cor} = -1.09 | 0.0006 | 0.180 | 0.855 | SEC | 0.378 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| | | N _{min} = 746.40 | M _{cor} = 1.34 | 0.0018 | 0.180 | / | SET | 0.165 | SSA | 10.83 | 10.62 | |
| | | N _{cor} = -897.00 | M _{max} = -46.50 | 0.0518 | 0.180 | / | SPC | 0.253 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| au ge | 35x35 | N _{max} = -1023.34 | M _{cor} = - 03.93 | 0.0038 | 0.155 | / | SPC | 0.300 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| | | N _{min} = 255.90 | M _{cor} = - 0.22 | 0.0008 | 0.155 | / | SET | 0.073 | SSA | 3.70 | 3,65 | |
| | | N _{cor} = -412.0 | M _{max} = - 45.92 | 0.1145 | 0.155 | / | SPC | 0.202 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| au ge | 30x30 | N _{max} = - 513.30 | M _{cor} = - 05.22 | 0.0101 | 0.130 | / | SPC | 0.215 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| | | N _{min} = 54.90 | M _{cor} = - 0.28 | 0.0051 | 0.130 | / | SET | 0.022 | SSA | 0.82 | 0,76 | |
| | | N _{cor} = -154.20 | M _{max} = - 35.34 | 0.229 | 0.130 | / | SPC | 0.166 | SSA | 1.82 | 0.00 | |
| au ge | 25x25 | N _{max} = - 131.00 | M _{cor} = -0.44 | 0.0033 | 0.105 | / | SPC | 0.076 | SSA | 0.00 | 0.00 | |
| | | N _{min} = 37.70 | M _{cor} = 01.31 | 0.0347 | 0.105 | / | SET | 0.028 | SSA | 0.36 | 0.72 | |
| | | N _{cor} = -79.3 | M _{max} = - 21.32 | 0.2688 | 0.105 | / | SPC | 0.158 | SSA | 0.77 | 0.00 | |

Tableau VIII.2.Ferrailage des poteaux sens transversal.

Remarque :

Les sections d'acier adoptées ne dépassent pas les pourcentages maximums exigés par le RPA99 modifiée 2003 que ce soit en zone courante ou bien en zone de recouvrement

I. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel:

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

a. Diamètre des armatures transversales:(ArtA.8.1,3/BAEL91modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

\varnothing_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\varnothing 8$.

Soit ($A_t=2.01$).

Remarque : Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing_t minimum

b. Calcul des espacements:**• L'espacement des armatures transversales :(ArtA.8.1,3/BAEL91modifiées 99)**

$$S_t \leq \text{Min} [15\varnothing_t^{\text{min}}, 40\text{cm}, (a+10) \text{ cm}] = \text{min} [15 \times 1.2, 40, (30+10)]$$

Avec a: est la petite dimension du poteau.

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

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

• L'espacement des armatures transversales :(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t: Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque:

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élanement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau

- **Elancement géométrique du poteau:** $\lambda = \frac{L_f}{\alpha}$

L_f : Longueur de flambement ($L_f=0,707 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau.

α : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$$\lambda = \frac{0,707L_0}{\alpha} = \frac{0,707 (4,08)}{0,4} = 7,21 > 5$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2,50.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t=2,01\text{cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u=72,50\text{KN}$.

Application numérique : $S_t = \frac{A_t \times h \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{2,01 \times 408 \times 400}{2,50 \times 72,50 \times 1000} = 18,09\text{cm}$

- **Espacement maximal des armatures transversales :(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «t» des armatures transversales est fixée comme suite:

En zone nodale : $S_t \leq \min [10\phi_l, 15\text{cm}]$ $S_t \leq \min [12\text{cm}, 15\text{cm}]$ on adopte $S_t=10\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$ $S_t \leq 18\text{cm}$ on adopte $S_t=15\text{cm}$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:**

Pour $\lambda_g > 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit:

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

En zone nodale

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2 < A_t = 2,01\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En zone courante

$$A_{\min}=0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée.

$$A_{\min}=0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée.

$$A_{\min}=0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

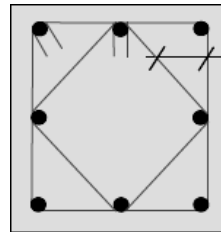
Condition vérifiée.

$$A_{\min}=0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Poteaux avec 8 barres

2cadres en HA8



Remarque : Les crochets ont une longueur de 8 cm

II. Vérifications à l'ELS: Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b. Etat limite de compression du béton:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ Section entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ Section partiellement comprimée

• Vérification d'une section entièrement comprimée:

On calcul l'air de la section homogène totale: $S = b \times h + 15(A_s + A_{s'})$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique:

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_s'x(0.5h-d') - A_s(d-0.5h)}{bxh+15(A_s+A_s')}$$

- Pour poteau (40x40) : $X_G = 15 \cdot \frac{0x(0.5x40-2) - 25.13(38-0.5x40)}{40x40+15(25.13+0)} = -3.43 \text{ cm} < 0$

Donc on prend : $X_G=0$ pour tous les poteaux

On calcul l'inertie de la section homogène totale:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15[A_s' \cdot x(0.5h-d'-X_G)^2 + A_s \cdot x(d-0.5h+X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(es - X_G)x(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres supérieures}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(es - X_G)x(\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \text{sur les fibres inférieures}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque:

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $Y_1 = Y_2 + L_c$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est à déterminer par l'équation suivante: $Y_2^3 + PY_2 + q = 0$

Avec :

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$P = -3 L_c^2 - \frac{90A_s'}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2 L_c^3 - \frac{90A_s'}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante:

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ alors Il faut calculer $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{\frac{1}{3}}$ d'où $Y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0$ on calcul $\cos \varphi = \frac{3p}{2q} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes:

$$Y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$$

$$Y_2^2 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$$

$$Y_2^3 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que: $0 < Y_1 = Y_2 + L_c < h$

On calcul l'inertie de la section:

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15 [A_s x (d - Y_1)^2 + A_s' x (Y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_s}{I} \times Y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Sens y-y:

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est:

Les contraintes obtenues sont:

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

| Niveau | section | sens | N (KN) | M (KN.m) | A _S (cm ²) | σ _{bs} (MPa) | σ _{bi} (MPa) | σ _{bc} (MPa) | σ _{ss} (MPa) | σ _{si} (MPa) | σ _s (MPa) | obs |
|---|---------|------|---------|----------|-----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|-----|
| | 40x40 | x-x | -1227 | 4.43 | 25.13 | 6.47 | 5.94 | 15 | 96,66 | 89.53 | 348 | CV |
| | | | -109.2 | -0.76 | | 0.61 | 0.52 | | 8.89 | 7.67 | | |
| | | | -748.4 | 40.82 | | 6.22 | 1.35 | | 89.64 | 23.93 | | |
| | | y-y | -1227 | -0.78 | | 6.24 | 6.16 | | 93.72 | 92.47 | | |
| | | | -109.2 | 1.6 | | 0.71 | 0.42 | | 9.57 | 6.998 | | |
| | | | -470.8 | -13.39 | | 3.18 | 1.58 | | 46.49 | 24.94 | | |
| du 2 ^{ème} au 4 ^{ème} étage | 35x35 | x-x | -733.1 | 14.88 | 16.08 | 6.42 | 3.57 | 15 | 93.90 | 56.09 | 348 | CV |
| | | | -38.00 | -0.42 | | 0.30 | 0.22 | | 4.42 | 3.54 | | |
| | | | -326.5 | 30.00 | | 5.09 | -0.64 | | 76.05 | 61.38 | | |
| | | y-y | -733.1 | -2.85 | | 5.27 | 4.72 | | 78.62 | 71.38 | | |
| | | | -38.00 | 1.23 | | 0.38 | 0.14 | | 5.45 | 2.32 | | |
| | | | -253.7 | -12.4 | | 2.91 | 0.54 | | 41.71 | 10.20 | | |
| du 5 ^{ème} au 7 ^{ème} étage | 30x30 | x-x | -368.70 | 12.88 | 12.31 | 5.35 | 1.44 | 15 | 76.29 | 25.40 | 348 | CV |
| | | | 17.4 | -0.24 | | 0.23 | 0.13 | | 2.87 | 1.92 | | |
| | | | -60.30 | 26.60 | | 3.47 | 2.28 | | 79.26 | 70.78 | | |
| | | y-y | -368.70 | -3.75 | | 3.97 | 2.83 | | 97.48 | 84.22 | | |
| | | | 17.4 | 1.22 | | 1.94 | -0.38 | | 4.81 | -19.30 | | |
| | | | -85.4 | -9.82 | | 2.50 | -0.55 | | 73.65 | -22.74 | | |
| Du 8 ^{ème} au 9 ^{ème} étage | 25x25 | x-x | -78.70 | -3.33 | 09.05 | 3.94 | 1.13 | 15 | 74.55 | 35.24 | 348 | CV |
| | | | 18.20 | -2.45 | | 1.96 | -1.10 | | 73.08 | -28.36 | | |
| | | | -13.9 | 13.49 | | 3.55 | -1.68 | | 80.27 | -30.87 | | |
| | | y-y | -78.70 | -3.66 | | 4.06 | 1.17 | | 75.23 | 36.12 | | |
| | | | 18.20 | 1.01 | | 1.16 | -0.17 | | 36.02 | -13.48 | | |
| | | | -36.9 | -6.05 | | 3.60 | -0.57 | | 61.4 | -60.9 | | |

Tableau VIII.3.vérification état limite de compression du béton.

Conclusion:

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

c. Vérification contraintes tangentielles :(Art.7.4.3.2/RPA99version2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**

D'où $\bar{\tau}_{bu} = 1.875$ MPa

• **Poteau de (40x40)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{56,2 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.369$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{82,5 \cdot 10^3}{400 \cdot 380} = 0.542$$

• **Poteau de (35x35)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{61,1 \cdot 10^3}{350 \cdot 330} = 0.529$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{79,7 \cdot 10^3}{350 \cdot 330} = 0.690$$

• **Poteau de (30x30)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{52,2 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.621$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{79,9 \cdot 10^3}{300 \cdot 280} = 0.951$$

• **Poteau de (25x25)**

- Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{55,9 \cdot 10^3}{250 \cdot 230} = 0.972$$

- Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{60,4 \cdot 10^3}{250 \cdot 230} = 1,050$$

Conclusion : toutes Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

d. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante:

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] bd$$

La vérification de la condition est résumée dans le tableau suivant:

| Niveau | section | sens | N (KN) | M (KN.m) | e _s (cm) | $\frac{h}{6}$ (cm) | Nature | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | obs. |
|---|---------|-------|-----------|-------------|------------------------|-----------------------|--------|--|---|------|
| du sous sol au 1 ^{er} étage | 40x40 | x-x | -1227 | 4.43 | 0.361 | 6.666 | SEC | 4.65 | 25.12 | CV |
| | | | -109.2 | -0.76 | 0.696 | 6.666 | SEC | 4.79 | | |
| | | | -748.4 | 40.82 | 5.45 | 6.666 | SEC | 1.46 | | |
| | | y-y | -1227 | -0.78 | 0.063 | 6.666 | SEC | 4.53 | | |
| | | | -109.2 | 1.6 | 1.465 | 6.666 | SEC | 4.98 | | |
| | | | -470.8 | -13.39 | 2.844 | 6.666 | SEC | 6.09 | | |
| du 2 ^{eme} au 4 ^{eme} étage | 35x35 | x-x | -733.1 | 14.88 | 2.029 | 5.833 | SEC | 4.35 | 20.6 | CV |
| | | | -38.00 | -0.42 | 1.105 | 5.833 | SEC | 3.79 | | |
| | | | -326.5 | 30.00 | 9.188 | 5.833 | SPC | -1.70 | | |
| | | y-y | -733.1 | -2.85 | 0.389 | 5.833 | SEC | 3.55 | | |
| | | | -38.00 | 1.23 | 3.237 | 5.833 | SEC | 4.45 | | |
| | | | -253.7 | -12.4 | 4.887 | 5.833 | SEC | 1.07 | | |
| du 5 ^{eme} au 7 ^{eme} étage | 30x30 | x-x | -368.70 | 12.88 | 3.493 | 5 | SEC | 4.95 | 14.2 | CV |
| | | | 17.4 | -0.24 | 1.379 | 5 | SEC | 3.14 | | |
| | | | -60.30 | 26.60 | 44.11 | 5 | SPC | 0.83 | | |
| | | y-y | -368.70 | -3.75 | 1.017 | 5 | SEC | 2.81 | | |
| | | | 17.4 | 1.22 | 7.011 | 5 | SPC | -3.93 | | |
| | | | -85.4 | -9.82 | 11.49 | 5 | SPC | -0.49 | | |
| | | | 18.20 | -2.45 | 13.61 | 4.166 | SPC | 0.13 | | |
| | | | -13.9 | 13.49 | 97.05 | 4.166 | SPC | 0.66 | | |
| | | | -78.70 | -3.66 | 4.650 | 4.166 | SPC | 5.51 | | |
| y-y | 18.20 | 1.01 | 5.549 | 4.166 | SPC | -3.99 | | | | |
| | -36.9 | -6.05 | 13.995 | 4.166 | SPC | 0.23 | | | | |

Tableau VIII.4. vérification de la Condition de non fragilité.

➤ Conclusion :

Les sections d'armatures adoptées pour le ferrailage des poteaux, dans les deux sens sont :

- ❖ ZONE I : 8HA20.
 - ❖ ZONE II : 8HA16.
 - ❖ ZONE III : 8HA14.
 - ❖ ZONE IV : 8HA12.
- } Avec 2 cadres de HA8.

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I: du sous sol au 1^{er} étage
- Zone II : du 2^{ème} au 4^{ème}
- Zone III : du 5^{ème} au 7^{ème}
- Zone IV : du 8^{ème} au 9^{ème}

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire Sous les combinaisons :

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$$G+Q$$

Selon le RPA 2003 : $G+Q\pm E$

$$0.8G\pm E$$

De plus une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

1. Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur(d).

a. Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv}{I}$$

Avec :

B: Section du béton $B= eL$

I: Moment d'inertie du trumeau

v, v' : bras de levier: $v = v' = L/2$

L : longueur du voile

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats ETABS.

• **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur(d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur(d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \text{ (art.7.7.4. RPA2003)}$$

Avec

h_e : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_t = L - L_c$$

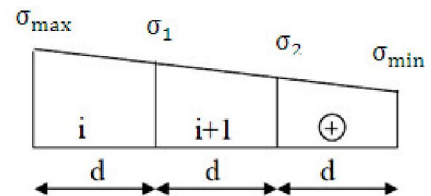
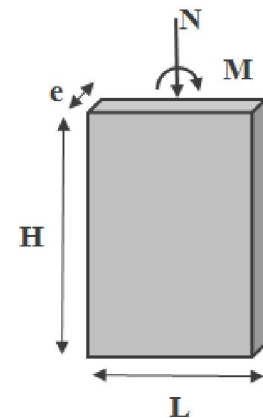
L_t : longueur tendue.

• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

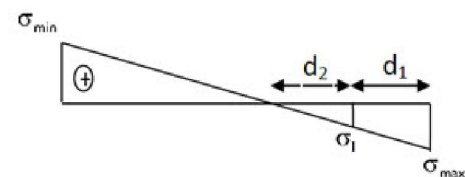
Avec e : épaisseur du voile.



• **Section partiellement comprimée :**

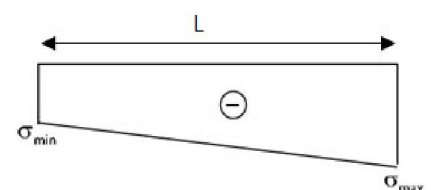
$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot L \cdot e$$



b. Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée pour une bande i:**

$$A_{vi} = \frac{N_1 B f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰

σ_{bc} : Contrainte de béton

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i:**

$$A_{vi} = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle: $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante: $\sigma_s = 348\text{MPa}$

c. Armatures minimales:

- **Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Art A.8.1,21/BAEL91).modifiées 99).

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$A_{min} \geq 0.002B \text{ Section min} \quad (\text{Art 7.7.4.1RPA99 version2003})$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité} \quad (\text{Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$A_{min} \geq 0.002B \text{ Section min} \quad (\text{Art 7.7.4.1RPA99 version2003})$$

d. Armatures horizontales:

- **Exigence du RPA:(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 ϕ**

La section des armatures horizontales doit être : $A_H \geq 0.15\% .B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées99)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:(Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\%B$

Zone courante: A_v et $A_h \geq 0,10\%B$

e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ces ont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé2003):

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5e, 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (30 \text{ cm} , 30\text{cm}) \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

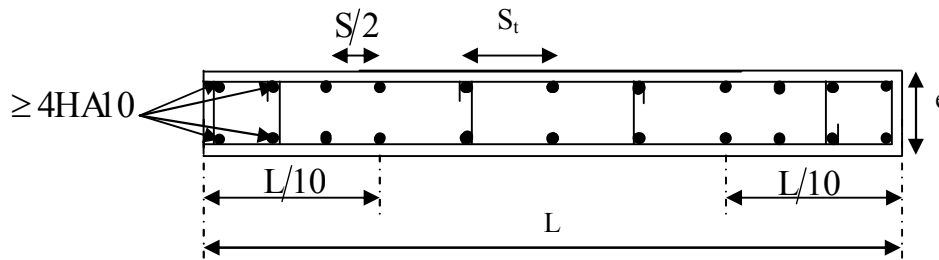


Fig. IX.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles

h. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

V_u: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

Vérification:

a. Vérification à L'ELS:

Pour cet état, on considère:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B: Section du béton

A:Section d'armatures adoptée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2/version 2003):

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec : } V = 1.4 V_u, \text{ calculé}$$

Et :

b_0 :Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d=0.9h)

h: Hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11/BAEL91 modifiées 99)

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable.

• **Disposition des voiles :**

Afin de faciliter la réalisation et de réduire les calculs on décompose notre bâtiment :

❖ 4 catégories de voile pour chaque zone dans le sens transversale (sens xx).

8 voiles : $V_{x1} = V_{x2} = V_{x3} = V_{x4} = V_{x5} = V_{x6} = V_{x7} = V_{x8}$

8 voiles : $V_{x9} = V_{x10} = V_{x11} = V_{x12} = V_{x13} = V_{x14} = V_{x15} = V_{x16}$

1 voile : V_{x17}

1 voile : V_{x18}

❖ 5 catégories de voile pour chaque zone dans le sens longitudinale (sens yy).

- 2 voiles : $V_{y1} = V_{y2}$

- 2 voiles : $V_{y3} = V_{y4}$

- 1 voile : V_{y5} .

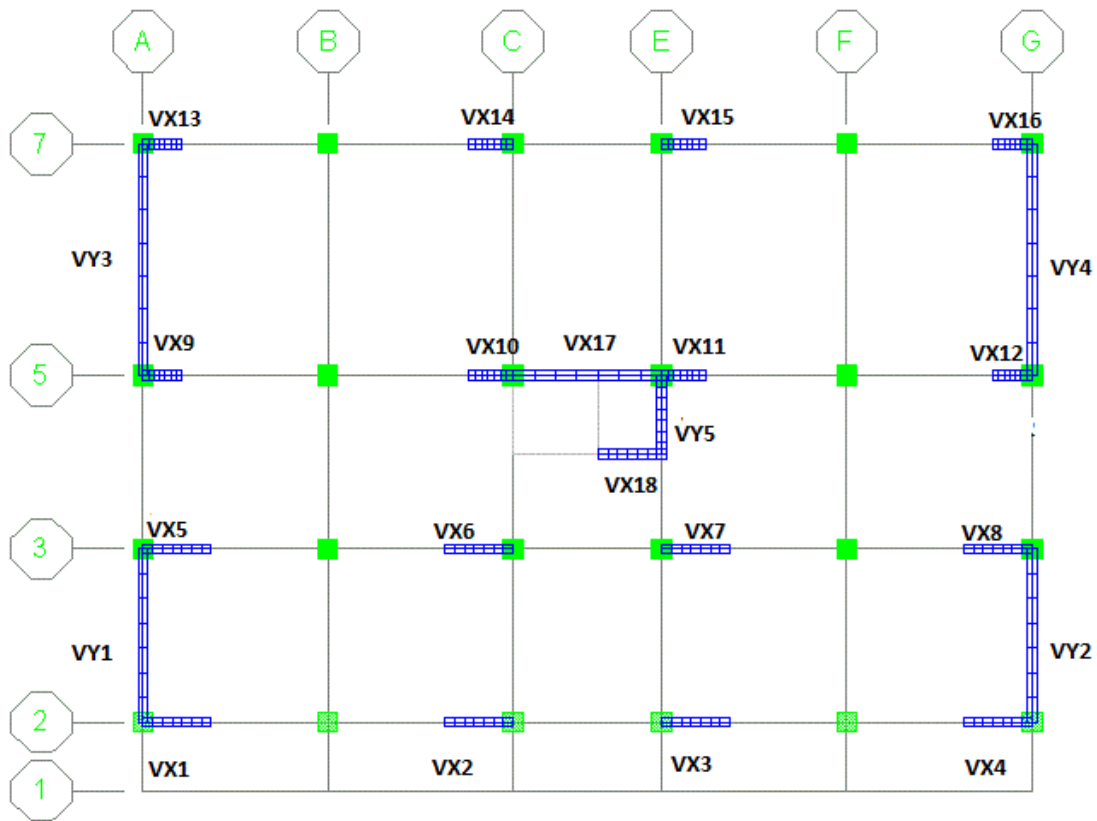


Fig.

IX.1. Disposition des voiles pour le sous sol et RDC et les étages courants.

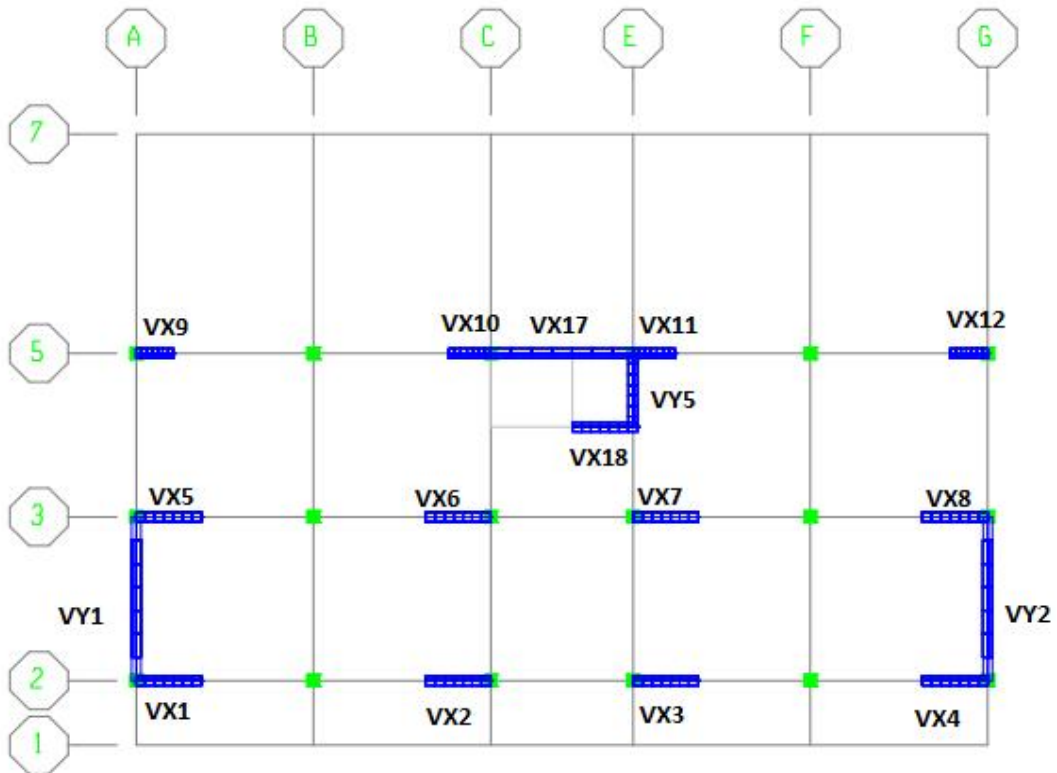


Fig.

IX.2. Disposition des voiles pour l'étage attique.

b. Exemple de calcul: (zone I voile V_{X1}) :

Soit à calculer le ferraillage du voile V_{X1} de longueur L=1.40m (sous-Sol1) et d'épaisseur e=0.20 m, I=0.045m⁴, B=0.28 m², V=V'=L/2=0.70 m

• **Sollicitation de calcul (zone I)**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = +3609.80 \text{ KN/m}^2 \text{ (traction)} \\ \sigma_{min} = -8066.30 \text{ KN/m}^2 \text{ (compression)} \end{cases} \Rightarrow \text{SPC}$$

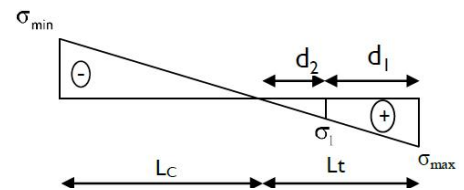
• **Calcul de la longueur comprimée :**

La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_c = \frac{3609.80}{3609.80 + 8066.30} 1.40 = 0.43 \text{ m.}$$

D'où la longueur comprimée L_c=0.43m



• **Calcul de la longueur tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1.4 - 0.43 = 0.97 \text{ m}$$

D'où la longueur tendue L_t=0.97m

• **Calcul de la longueur de la bande « d »**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad d \leq \min\left(\frac{4.08}{2}, \frac{2}{3}0.43\right) = 0.29\text{m}$$

On opte pour d=L_t/2=0.485m donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes:

- **bande1** de longueur **d₁** (bande extrême)
- **bande2** de longueur **d₂**(bande centrale)

• **Ferraillage du voile :**

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t.

Pour ce qui est des parties comprimées : nous avons une contrainte maximale de compression σ=3385.53KN/m², le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

- **Calcul de la section d'acier :**

Armatures verticales :

Bande 1 : on a $d=d_1=0.485\text{m}$ et $e=0.20\text{m}$.

$$\sigma_{\min} = 8066.3 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t}$$

$$\sigma_1 = 4033.15 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à : $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8066.3 + 4033.15}{2} \times 0.485 \times 0.20 = 586.82 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale:

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{586.82}{34.8} = 16.86 \text{ cm}^2$$

Bande 2 : on a $d_2=L_t-d_1=0.485\text{m}$ et $e=0.2 \text{ m}$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à:

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{4033.15}{2} \times 0.485 \times 0.20 = 195.60 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale:

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{195.60 \times 10}{348} = 5.62 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2 %B.

Par conséquent chaque maille ($d=0.485\text{m}$) devrait être ferrailée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = 0.002 d \cdot e = 0.002 \times 0.2 \times 0.485 = 1.94 \text{ cm}^2$$

Section d'acier /nappe /bande:

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{V1}}{2} = 8.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{V2}}{2} = 2.81 \text{ cm}^2$$

• **Armature de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_s} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 73.6 \times 10}{400} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

• **Armature totale:**

Bande 1: $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 8.75 \text{ cm}^2$ on adopte **5HA16 = 10.05 cm²**

Avec un espacement de 10 cm

Bande 2: $A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 3.13 \text{ cm}^2$ on adopte **3HA14 = 4.62 cm²**

Soit 4/nappe, avec un espacement de 10 cm

• **Vérifications:**

• **Pourcentage minimal dans le voile:**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{B f_{t23}}{f_s}, 0.15\% B \right)$$

$$A_{\text{min}} \geq \max \left(\frac{140 \times 20 \times 2.1}{400}, 0.0015 \times 140 \times 20 \right)$$

$$A_{\text{min}} = 14.70 \text{ cm}^2$$

La section totale adopté dans le voile est égale à:

$$10\text{HA16} + 6\text{HA14} = 20.10 + 9.24 = 29.34 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures horizontales:**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{29.34}{4}, 0.0015 \times 140 \times 20 \right)$$

$$A_h \geq 7.335 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 7.335 / 2 = 3.667 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

On adopte: **10 HA10 (e=20cm) = 7.85 cm²**

• **Armature transversales:**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

• **Vérification des contraintes:**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

• **BAEL91 :**

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{73.60 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1400} = 0.292 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.292 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ « coura (ou 3.26 MPa « accid) **condition vérifiée.**

• **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{b_{od}} = \frac{1.4 \times 73.60 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1400} = 0.408 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.408 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

• **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} = \frac{1033.50 \times 10^3}{200 \times 1400 + 15 \times 29.34 \times 10^2} = 3.19 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 3.19 \text{ MPa}$$

$< \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

c. Ferraillage des voiles transversaux :

Nos voiles $V_{L1}, V_{L2}, V_{L3}, V_{L4}, V_{L5}, V_{L6}, V_{L7}, V_{L8}$ présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailler VL1 :

$$VL1 = VL2 = VL3 = VL4 = VL5 = VL6 = VL7 = VL8$$

| | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|---------------------|--------|---------|----------|---------|
| L [m] | 1.40 | 1.40 | 1.40 | 1.40 |
| e_p [m] | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| B [m ²] | 0.28 | 0.28 | 0.28 | 0.28 |

| | | | | | | |
|---|---------------------------------------|----------------------|---------------|---------------|---------------|-------|
| I [m ⁴] | | 0.045 | 0.045 | 0.045 | 0.045 | |
| h [m] | | 4.08 | 3.06 | 3.06 | 3.06 | |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 0.70 | 0.70 | 0.70 | 0.70 | |
| Sollicitation de calcul | N _s [KN] | 1033.50 | 779.2 | 494.70 | 154.40 | |
| | N _{max} [KN] | 1588.10 | 1082 | 686.3 | 212.30 | |
| | N _{min} [KN] | 468.60 | 225.8 | 31.8 | 2.90 | |
| | V _u [KN] | 73.60 | 54.60 | 45.60 | 34.70 | |
| | M _{max} [KN.m] | 255.58 | 87.67 | 67.15 | 57.79 | |
| | σ _{max} [KN/m ²] | 3609.80 | 3575.70 | 5774.80 | 15802.70 | |
| | σ _{min} [KN/m ²] | -8066.30 | -7040.70 | -7415.30 | -15497.6 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | L _C [m] | 0.44 | 0.47 | 0.61 | 0.71 | |
| | L _t [m] | 0.97 | 0.93 | 0.79 | 0.69 | |
| | d[m] | 0.485 | 0.464 | 0.394 | 0.346 | |
| | σ ₁ [KN/m ²] | 4033.15 | 3520.35 | 3707.65 | 7739.8 | |
| | N ₁ [KN] | 586.82 | 490.28 | 437.72 | 804.29 | |
| | N ₂ [KN] | 194.538 | 163.426 | 145.907 | 268.09 | |
| A _{v1} [cm ² / bande] | | 16.86 | 12.26 | 10.94 | 20.11 | |
| A _{v2} [cm ² / bande] | | 5.62 | 4.09 | 3.65 | 6.70 | |
| A _{1min} = max(0.15%B : Bf _{t28} /400 Bf _{t28} /400 cm ² / bande] | | 14.7 | 14.7 | 14.7 | 14.7 | |
| A _{vj} [cm ²] | | 2.57 | 2.10 | 1.76 | 1.34 | |
| A ₁ = A _{v1} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande] | | 8.75 | 6.39 | 5.69 | 7.75 | |
| A ₂ = A _{v2} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande] | | 3.13 | 2.30 | 2.04 | 3.96 | |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 6 HA14= 9.24 | 6 HA14 | 6 HA14 | 6 HA14 | |
| | bande 2 | 4HA14 = 6.16 | 4HA14 | 4HA14 | 4HA14 | |
| Espacement | bande1 | 12.5cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| | bande2 | 12.5cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| A _h / h _t : choix par nappe/ml.(e=20cm) | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | |
| Vérification des contraintes | τ _b =5[MPa] | τ _b [MPa] | 0.408 | 0.303 | 0.253 | 0.193 |
| | τ _u =2.5[MPa] | τ _u [MPa] | 0.292 | 0.216 | 0.181 | 0.137 |
| | σ _b =15[MPa] | σ _b [MPa] | 3.19 | 2.494 | 1.584 | 0.494 |

Tableau IX.1.Ferrailage des voiles V_{L1}, V_{L2}, V_{L3}, V_{L4}, V_{L5}, V_{L6}, V_{L7}, V_{L8} transversaux

- De même pour les voiles $V_{L9}, V_{L10}, V_{L11}, V_{L12}, V_{L13}, V_{L14}, V_{L15}, V_{L16}$:
- $V_{x9}= V_{x10}=V_{x11}=V_{x12} = V_{x13}=V_{x14}=V_{x15}=V_{x16}$

| | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|--|-------------------------------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|------|
| L [m] | | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 | |
| e_p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | |
| B [m ²] | | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.16 | |
| I [m ⁴] | | 0.102 | 0.102 | 0.102 | 0.102 | |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.09 | 3.09 | |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 0.40 | 0.40 | 0.40 | 0.40 | |
| Sollicitation de calcul | N_s [KN] | 578.00 | 407.10 | 223.40 | 70.10 | |
| | N_{max} [KN] | 2027.20 | 870.10 | 408.50 | 96.80 | |
| | N_{min} [KN] | 1190.40 | 338.70 | 115.30 | 50.80 | |
| | V_u [KN] | 206.50 | 102.70 | 76.20 | 58.20 | |
| | M_{max} [KN.m] | 536.33 | 49.72 | 43.32 | 53.36 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 5479.60 | 5379.00 | 7880.60 | 13735.8 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -10354.40 | -8054.60 | -10474.50 | -13326.6 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | L_c [m] | 0.28 | 0.32 | 0.34 | 0.41 | |
| | L_t [m] | 0.52 | 0.48 | 0.46 | 0.39 | |
| | d[m] | 0.262 | 0.240 | 0.228 | 0.197 | |
| | σ_i [KN/m ²] | 5177.2 | 4027.3 | 5237.25 | 6663.3 | |
| | N_1 [KN] | 406.27 | 289.77 | 358.64 | 393.75 | |
| | N_2 [KN] | 135.42 | 96.589 | 119.54 | 131.25 | |
| A_{v1} [cm ² / bande] | | 9.16 | 7.24 | 8.97 | 9.84 | |
| A_{v2} [cm ² / bande] | | 3.39 | 2.41 | 2.99 | 3.28 | |
| $A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400 Bf_{t28}/400 \text{ cm}^2/\text{ bande]}$ | | 8.40 | 8.40 | 8.40 | 8.40 | |
| A_{vj} [cm ²] | | 7.95 | 4.60 | 2.93 | 3.24 | |
| $A_1 = A_{v1}/2+(A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande] | | 5.57 | 4.19 | 4.85 | 5.32 | |
| $A_2 = A_{v2}/2+(A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande] | | 2.68 | 1.78 | 1.86 | 2.04 | |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 3HA16= 6.03 | 3HA16 | 3HA16 | 3HA16 | |
| | bande 2 | 2HA14 = 3.08 | 2HA14 | 2HA14 | 2HA14 | |
| Espacement | bande1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| | bande2 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=20cm) | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | |
| Vérification des contraintes | $\tau_b = 5$ [MPa] | τ_b [MPa] | 2.00 | 0.99 | 0.74 | 0.56 |
| | $\tau_u = 2.5$ [MPa] | τ_u [MPa] | 1.43 | 0.71 | 0.53 | 0.40 |
| | $\sigma_b = 15$ [MPa] | σ_b [MPa] | 3.08 | 2.17 | 1.19 | 0.37 |

Tableau IX.2. Ferrailage des voiles $V_{L9}, V_{L10}, V_{L11}, V_{L12}, V_{L13}, V_{L14}, V_{L15}, V_{L16}$ transversaux.

- Ferrailage des voiles transversaux :
 - le voile V_{L17}

| | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|---|-------------------------------------|----------------------|---------------|---------------|---------------|
| L [m] | | 3.05 | 3.05 | 3.05 | 3.05 |
| e_p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| B [m ²] | | 0.61 | 0.61 | 0.61 | 0.61 |
| I [m ⁴] | | 0.472 | 0.472 | 0.472 | 0.472 |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.08 | 3.08 |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 1.525 | 1.525 | 1.525 | 1.525 |
| Sollicitation de calcul | N_s [KN] | 1488.00 | 1081.20 | 655.90 | 168.30 |
| | N_{max} [KN] | 2137.20 | 1486.20 | 900.70 | 230.00 |
| | N_{min} [KN] | 331.60 | 328.80 | 102.40 | 5.40 |
| | V_u [KN] | 781.30 | 538.20 | 292.90 | 185.60 |
| | M_{max} [KN.m] | 1655.07 | 661.51 | 445.05 | 135.81 |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 4480.10 | 4805.20 | 6956.50 | 8108.60 |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -9123.30 | -7892.90 | -9080.80 | -7639.50 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | L_c [m] | 1.00 | 1.15 | 1.32 | 1.57 |
| | L_t [m] | 2.05 | 1.90 | 1.73 | 1.48 |
| | d[m] | 1.02 | 0.948 | 0.864 | 0.740 |
| | σ_1 [KN/m ²] | 4561.65 | 3946.45 | 4540.4 | 3819.75 |
| | N_1 [KN] | 1349.64 | 1122.27 | 1176.19 | 845.74 |
| | N_2 [KN] | 466.548 | 374.088 | 392.64 | 282.58 |
| A_{v1} [cm ² / bande] | | 31.99 | 28.06 | 29.40 | 21.19 |
| A_{v2} [cm ² / bande] | | 11.66 | 9.35 | 9.8 | 7.06 |
| $A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400 Bf_{t28}/400$ cm ² / bande] | | 32.02 | 32.02 | 32.02 | 32.02 |
| A_{vj} [cm ²] | | 30.08 | 20.72 | 11.28 | 7.13 |
| $A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj} / 8)$] cm ² / bande] | | 19.75 | 16.62 | 16.11 | 11.48 |
| $A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj} / 8)$] cm ² / bande] | | 9.59 | 7.265 | 6.31 | 4.42 |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 14HA14= 21.55 | 14HA14 | 14HA14 | 14HA14 |
| | bande 2 | 6HA14 = 15.39 | 6HA14 | 6HA14 | 6HA14 |
| Espacement | bande1 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm |
| | bande2 | 20cm | 20cm | 20cm | 20cm |
| A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=15cm) | | 6HA10 | 6HA10 | 6HA10 | 6HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Vérification des contraintes | $\tau_b = 5$ [MPa] | 1.99 | 1.37 | 0.74 | 0.47 |
| | $\tau_u = 2.5$ [MPa] | 1.42 | 0.98 | 0.53 | 0.33 |
| | $\sigma_b = 15$ [MPa] | 2.07 | 1.51 | 0.91 | 0.23 |

Tableau IX.3.Ferrailage de voile V_{L17} transversaux.

Le voile : V_{L18}

| | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV | |
|--|-------------------------------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|------|
| L [m] | | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | |
| e_p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | |
| B [m ²] | | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.26 | |
| I [m ⁴] | | 0.439 | 0.439 | 0.439 | 0.439 | |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.08 | 3.08 | |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 0.65 | 0.65 | 0.65 | 0.65 | |
| Sollicitation de calcul | N_s [KN] | 763.90 | 545.00 | 333.80 | 113.90 | |
| | N_{max} [KN] | 1468.60 | 836.00 | 459.50 | 198.00 | |
| | N_{min} [KN] | 213.20 | 64.60 | 22.10 | 48.50 | |
| | V_u [KN] | 51.50 | 26.50 | 20.90 | 39.00 | |
| | M_{max} [KN.m] | 236.27 | 84.21 | 54.47 | 72.60 | |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 3252.00 | 4361.70 | 4328.30 | 4568.50 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -7452.00 | -7613.50 | -6462.70 | -6665.20 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | L_c [m] | 0.39 | 0.47 | 0.52 | 0.53 | |
| | L_t [m] | 0.91 | 0.83 | 0.78 | 0.77 | |
| | d[m] | 0.453 | 0.413 | 0.389 | 0.386 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 3726.00 | 3806.75 | 3231.35 | 3332.60 | |
| | N_1 [KN] | 505.83 | 471.94 | 377.37 | 385.57 | |
| N_2 [KN] | 168.61 | 157.31 | 125.79 | 128.52 | | |
| A_{v1} [cm ² / bande] | | 12.65 | 11.80 | 9.43 | 9.64 | |
| A_{v2} [cm ² / bande] | | 4.22 | 3.93 | 3.14 | 3.21 | |
| $A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400 Bf_{t28}/400 \text{ cm}^2/\text{ bande]}$ | | 13.65 | 13.65 | 13.65 | 13.65 | |
| A_{vj} [cm ²] | | 1.98 | 1.02 | 0.80 | 1.50 | |
| $A_1 = A_{v1}/2+(A_{vj}/8)$ [cm ² / bande] | | 6.57 | 6.03 | 4.90 | 5.00 | |
| $A_2 = A_{v2}/2+(A_{vj}/8)$ [cm ² / bande] | | 2.35 | 2.09 | 1.75 | 1.79 | |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 5HA14= 7.69 | 5HA14 | 5HA14 | 5HA14 | |
| | bande 2 | 3HA12 = 3.39 | 3HA12 | 3HA12 | 3HA12 | |
| Espacement | bande1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm | |
| | bande2 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm | |
| A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=25cm) | | 4HA10 | 4HA10 | 4HA10 | 4HA10 | |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | |
| Vérification des contraintes | $\tau_b = 5$ [MPa] | τ_b [MPa] | 0.31 | 0.16 | 0.12 | 0.23 |
| | $\tau_u = 2.5$ [MPa] | τ_u [MPa] | 0.22 | 0.11 | 0.09 | 0.17 |
| | $\sigma_b = 15$ [MPa] | σ_b [MPa] | 2.60 | 1.86 | 1.14 | 0.39 |

Tableau IX.4.Ferrailage de voile V_{L18} transversaux.

• Ferrailage des voiles longitudinaux :

Nos voiles V_{T1} et V_{T2} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'a ferrailer un des deux

$$V_{T1} = V_{T2}$$

| | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|--|-------------------------------------|----------------------|---------------|---------------|---------------|
| L [m] | | 3.55 | 3.55 | 3.55 | 3.55 |
| e_p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| B [m ²] | | 0.71 | 0.71 | 0.71 | 0.71 |
| I [m ⁴] | | 0.745 | 0.745 | 0.745 | 0.745 |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.08 | 3.08 |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 1.775 | 1.775 | 1.775 | 1.775 |
| Sollicitation de calcul | N_s [KN] | 1305.70 | 946.60 | 581.30 | 161.60 |
| | N_{max} [KN] | 2071.60 | 1306.60 | 802.40 | 222.50 |
| | N_{min} [KN] | 64.10 | 208.40 | 97.00 | 32.10 |
| | V_u [KN] | 385.50 | 358.70 | 223.30 | 126.70 |
| | M_{max} [KN.m] | 1571.92 | 689.42 | 300.38 | 248.35 |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 4105.90 | 3683.30 | 2996.20 | 7156.80 |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -8714.20 | -6860.60 | -4150.20 | -7736.80 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | L_c [m] | 1.14 | 1.24 | 1.49 | 1.71 |
| | L_t [m] | 2.41 | 2.31 | 2.06 | 1.84 |
| | d[m] | 1.20 | 1.15 | 1.03 | 0.922 |
| | σ_1 [KN/m ²] | 4357.1 | 3430.3 | 2075.10 | 3868.40 |
| | N_1 [KN] | 1577.08 | 1188.54 | 641.71 | 1070.07 |
| | N_2 [KN] | 525.693 | 396.179 | 213.9 | 356.690 |
| A_{v1} [cm ² / bande] | | 39.43 | 29.71 | 16.04 | 26.75 |
| A_{v2} [cm ² / bande] | | 13.14 | 9.90 | 5.35 | 8.92 |
| $A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400 Bf_{t28}/400 \text{ cm}^2/\text{ bande]}$ | | 37.27 | 37.27 | 37.27 | 37.27 |
| A_{vj} [cm ²] | | 14.48 | 13.81 | 9.09 | 4.88 |
| $A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande] | | 21.52 | 16.58 | 9.15 | 13.98 |
| $A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj} / 8)$ [cm ² / bande] | | 8.38 | 6.67 | 3.81 | 5.07 |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 12HA16= 24.12 | 10HA14 | 10HA14 | 10HA12 |
| | bande 2 | 6HA14 = 9.23 | 8HA12 | 8HA12 | 8HA10 |
| Espacement | bande1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm |
| | bande2 | 19cm | 19cm | 19cm | 19cm |
| A_h / h_t : choix par nappe/ml.(e=12.5cm) | | 8HA12 | 5HA12 | 5HA12 | 5HA12 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Vérification des contraintes | $\tau_b = 5$ [MPa] | 0.84 | 0.78 | 0.49 | 0.28 |
| | $\tau_u = 2.5$ [MPa] | 0.60 | 0.56 | 0.35 | 0.20 |
| | $\sigma_b = 15$ [MPa] | 1.61 | 1.17 | 0.72 | 0.20 |

Tableau IX.5.Ferrailage des voiles V_{T1} et V_{T2} longitudinaux.

Nos voiles V_{T3} et V_{T4} présentent une symétrie parfaite, par conséquent, on a qu'à ferrailer un des deux

$$V_{T3} = V_{T4}$$

| | | Zone I | Zone II | Zone III |
|--|-------------------------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| L [m] | | 4.75 | 4.75 | 4.75 |
| e_p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| B [m ²] | | 0.95 | 0.95 | 0.95 |
| I [m ⁴] | | 1.786 | 1.786 | 1.786 |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.08 |
| $V = V' = \frac{L}{2} [m]$ | | 2.375 | 2.375 | 2.375 |
| Sollicitation de calcul | N_s [KN] | 1610.50 | 1100.10 | 607.70 |
| | N_{max} [KN] | 2218.30 | 1514.50 | 836.00 |
| | N_{min} [KN] | 462.10 | 315.90 | 53.40 |
| | V_u [KN] | 802.10 | 547.30 | 327.70 |
| | M_{max} [KN.m] | 4514.87 | 2204.65 | 877.10 |
| | σ_{max} [KN/m ²] | 5185.00 | 3102.60 | 4502.90 |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -8387.20 | -5218.70 | -4830.90 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC |
| | L_c [m] | 1.81 | 1.77 | 2.29 |
| | L_t [m] | 2.94 | 2.98 | 2.46 |
| | d[m] | 1.468 | 1.489 | 1.229 |
| | σ_1 [KN/m ²] | 4193.6 | 2609.35 | 2415.45 |
| | N_1 [KN] | 1846.45 | 1165.97 | 890.64 |
| N_2 [KN] | 615.885 | 388.658 | 296.914 | |
| A_{v1} [cm ² / bande] | | 46.16 | 29.15 | 22.27 |
| A_{v2} [cm ² / bande] | | 15.39 | 9.72 | 7.42 |
| $A_{1min} = \max(0.15\%B : Bf_{t28}/400 Bf_{t28}/400 \text{ cm}^2/\text{ bande]}$ | | 47.25 | 47.25 | 47.25 |
| A_{vj} [cm ²] | | 30.88 | 21.07 | 12.62 |
| $A_1 = A_{v1}/2 + (A_{vj} / 8) [\text{cm}^2 / \text{ bande]}$ | | 26.94 | 17.20 | 12.71 |
| $A_2 = A_{v2}/2 + (A_{vj} / 8) [\text{cm}^2 / \text{ bande]}$ | | 11.55 | 7.49 | 5.28 |
| Choix par nappe/bande [cm ²] | bande 1 | 14HA16= 28.14 | 14HA16 | 14HA16 |
| | bande 2 | 10HA14 = 15.39 | 10HA14 | 10HA14 |
| Espacement | bande1 | 10cm | 10cm | 10cm |
| | bande2 | 16cm | 16cm | 16cm |
| A_h / h_i : choix par nappe/ml.(e=10cm) | | 10HA12 | 10HA12 | 10HA12 |
| Armatres transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Vérification des contraintes | $\tau_b = 5$ [MPa] | 1.31 | 0.896 | 0.53 |
| | $\tau_u = 2.5$ [MPa] | 0.94 | 0.64 | 0.38 |
| | $\sigma_b = 15$ [MPa] | 1.49 | 1.02 | 0.56 |

Tableau IX.6.Ferraillage des voiles V_{T3} et V_{T4} longitudinaux.

Le voile V_{T5}

| | | Zone I | Zone II | Zone III | Zone IV |
|--|---------------------------------------|---------------------|--------------|--------------|--------------|
| L [m] | | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.60 |
| e _p [m] | | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| B [m ²] | | 0.32 | 0.32 | 0.32 | 0.32 |
| I [m ⁴] | | 0.068 | 0.068 | 0.068 | 0.068 |
| h [m] | | 4.08 | 3.91 | 3.08 | 3.08 |
| $V = V' = \frac{L}{2}$ [m] | | 0.80 | 0.80 | 0.80 | 0.80 |
| Sollicitation de calcul | N _s [KN] | 785.90 | 580.90 | 366.70 | 131.40 |
| | N _{max} [KN] | 1921.00 | 956.60 | 513.10 | 214.00 |
| | N _{min} [KN] | 620.40 | 9.60 | 2.50 | 35.20 |
| | V _u [KN] | 162.90 | 98.30 | 55.50 | 61.40 |
| | M _{max} [KN.m] | 226.36 | 69.94 | 53.28 | 50.59 |
| | σ _{max} [KN/m ²] | 8307.20 | 11757.60 | 11785.80 | 12352.90 |
| | σ _{min} [KN/m ²] | -13333.10 | -15014.30 | -14542.60 | -12984.2 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | L _C [m] | 0.61 | 0.70 | 0.72 | 0.78 |
| | L _t [m] | 0.99 | 0.90 | 0.88 | 0.82 |
| | d[m] | 0.493 | 0.45 | 0.442 | 0.410 |
| | σ _i [KN/m ²] | 6666.550 | 7507.15 | 7271.30 | 6492.10 |
| | N ₁ [KN] | 985.78 | 1010.44 | 963.92 | 798.46 |
| | N ₂ [KN] | 328.594 | 336.815 | 321.307 | 266.154 |
| A _{v1} [cm ² / bande] | | 17.64 | 18.68 | 17.10 | 14.96 |
| A _{v2} [cm ² / bande] | | 5.21 | 5.42 | 5.03 | 4.65 |
| A _{1min} = max(0.15%B : Bf _{t28} /400 Bf _{t28} /400 cm ² / bande] | | 16.08 | 16.08 | 16.08 | 16.08 |
| A _{vj} [cm ²] | | 6.27 | 3.78 | 2.14 | 2.36 |
| A ₁ = A _{v1} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande] | | 9.60 | 9.81 | 8.81 | 7.77 |
| A ₂ = A _{v2} /2+(A _{vj} /8) [cm ² / bande] | | 3.38 | 3.18 | 2.78 | 2.62 |
| Choix par nappe/bande[cm ²] | bande 1 | 5HA16= 10.05 | 5HA16 | 5HA16 | 5HA16 |
| | bande 2 | 3HA14 = 4.62 | 3HA14 | 3HA14 | 3HA14 |
| Espacement | bande1 | 10cm | 10cm | 10cm | 10cm |
| | bande2 | 15cm | 15cm | 15cm | 15cm |
| A _h / h _t : choix par nappe/ml.(e=20cm) | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Vérification des contraintes | τ _b =5[MPa] | 0.79 | 0.48 | 0.27 | 0.30 |
| | τ _u =2.5[MPa] | 0.65 | 0.34 | 0.19 | 0.21 |
| | σ _b =15[MPa] | 2.16 | 1.60 | 1.00 | 0.36 |

Tableau IX.7.Ferrailage de voile V_{T5} longitudinaux.

CONCLUSION :

Toutes les conditions sont vérifiées.

Ferraillage des voiles :

- **Sens transversaux :**
- Voile VL1 =VL2=VL3=VL4=VL5=VL6=VL7=VL8

| Zone | | I | II | III | IV |
|--------------------------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Choix par bande | bande 1 | 5HA16 | 5HA16 | 5HA16 | 5HA16 |
| | bande 2 | 3HA14 | 3HA14 | 3HA14 | 3HA14 |
| ((Ah)/ht | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

- Voile Vx9= Vx10=Vx11=Vx12 = Vx13=Vx14=Vx15=Vx16

| Zone | | I | II | III | IV |
|--------------------------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Choix par bande | bande 1 | 3HA16 | 3HA16 | 3HA16 | 3HA16 |
| | bande 2 | 2HA14 | 2HA14 | 2HA14 | 2HA14 |
| (Ah)/ht | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

- Voile Vx17

| Zone | | I | II | III | IV |
|--------------------------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Choix par bande | bande 1 | 10HA16 | 10HA16 | 10HA16 | 10HA16 |
| | bande 2 | 10HA14 | 10HA14 | 10HA14 | 10HA14 |
| (Ah)/ht | | 10HA12 | 10HA12 | 10HA12 | 10HA12 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

- Voile Vx18

| Zone | | I | II | III | IV |
|--------------------------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Choix par bande | bande 1 | 5HA14 | 5HA14 | 5HA14 | 5HA14 |
| | bande 2 | 3HA12 | 3HA12 | 3HA12 | 3HA12 |
| (Ah)/ht | | 4HA10 | 4HA10 | 4HA10 | 4HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

- Sens longitudinaux :
- Voile $V_{T1} = V_{T2}$

| Zone | | I | II | III | IV |
|-------------------------|---------|--------|--------|--------|--------|
| Choix par bande | bande 1 | 12HA16 | 12HA16 | 12HA16 | 12HA16 |
| | bande 2 | 6HA14 | 6HA14 | 6HA14 | 6HA14 |
| (Ah)/ht | | 8HA12 | 8HA12 | 8HA12 | 8HA12 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

- Voile $V_{T3} = V_{T4}$

| Zone | | I | II | III |
|-------------------------|---------|--------|--------|--------|
| Choix par bande | bande 1 | 14HA16 | 14HA16 | 14HA16 |
| | bande 2 | 10HA14 | 10HA14 | 10HA14 |
| (Ah)/ht | | 10HA12 | 10HA12 | 10HA12 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | |

- Voile V_{T5}

| Zone | | I | II | III | IV |
|-------------------------|---------|-------|-------|-------|-------|
| Choix par bande | bande 1 | 5HA16 | 5HA16 | 5HA16 | 5HA16 |
| | bande 2 | 3HA14 | 3HA14 | 3HA14 | 3HA14 |
| (Ah)/ht | | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 |
| Armatures transversales | | 4HA8 | | | |

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la super structure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La super structure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que:

- **Un effort normal :** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction;
- **Un moment :** qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas 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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

I. Etude du sol:

Le rapport de sol a donné les indications suivantes :

- contrainte admissible égale à 2,53 bars à une profondeur de 1.5m
- Absence de nappe phréatique donc pas de risque de remonté d'eau

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

II. 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.
- Facilite d'exécution.
- Economie.

Remarque:

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage.

On optera pour des fondations superficielles.

A. Semelles isolés sous poteaux

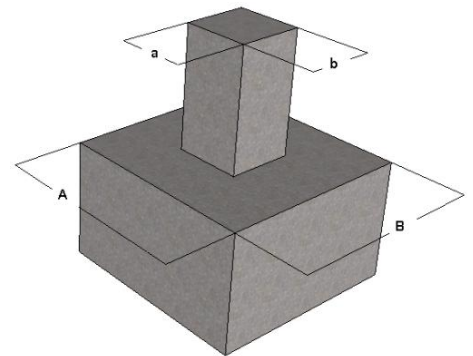
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{Smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

- Homothétie des dimensions :

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1$$

D'où A=B



Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

A partir du logiciel Etabs : $N_s = 1352.1 \text{ KN}$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \text{ avec } N_{ser}=1352.1 \text{ KN et } \sigma_{sol}=0.253 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1352,1}{253}} = 2.31\text{m} \quad A=B= 2.31\text{m}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

B. Semelles filantes:

a. Semelles sous poteaux:

- **Hypothèse de calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

Nous calculerons avec le portique le plus défavorable vis-à-vis du chargement

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution des charges par (ml) de la semelle:

Si $e > \frac{L}{6}$ Répartition triangulaire.

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$, $q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$ et $q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

Détermination de la largeur B de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

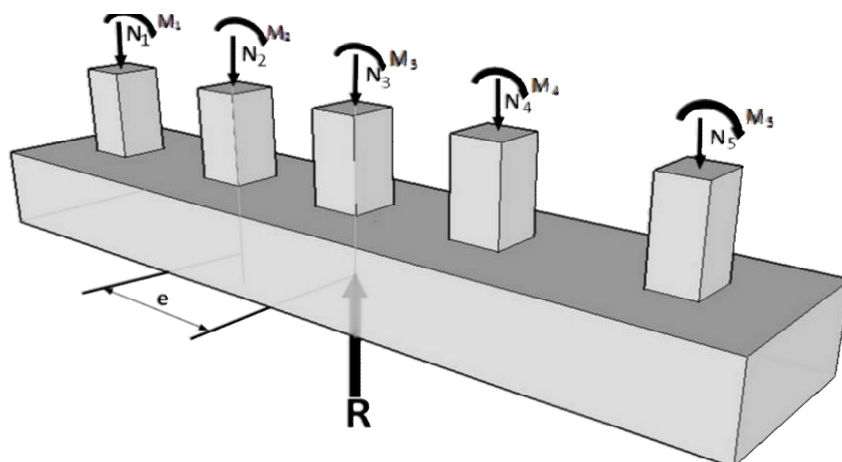


Figure. X.1.Semelle filante.

b. Détermination de la résultante des charges

On fera le calcul sur le portique longitudinal (5)

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| I | N° poteau | Ni (KN) | Moment (kN.m) | ei (m) | Ni x ei(KN.m) |
|-----------------|------------------|----------------|----------------------|---------------|----------------------|
| Sous-sol | 3 | 1211 | -15.52 | -9.125 | -11050.375 |
| | 7 | 1271.7 | -18.83 | -5.325 | -6768.60 |
| | 11 | 1352.1 | -27.11 | -1.525 | -2061.95 |
| | 15 | 959.2 | -23.39 | 1.525 | 1462.78 |
| | 19 | 1228.3 | -18.44 | 5.325 | 6540.69 |
| | 23 | 1134.7 | -0.32 | 9.125 | 10354.14 |
| | Somme | R= 7157 | -103.61 | | -1523.315 |

Tableau. X.1.résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1523.315 - 103.61}{7157} = -0.227 \text{ m (côté gauche du CDG de la semelle filante)}$$

$$e = 0.227 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{18.25}{6} = 3.041 \text{ m} \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7157}{18.25} \left(1 + \frac{6 \times 0.227}{18.25}\right) = 421.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7157}{18.25} \left(1 - \frac{6 \times 0.227}{18.25}\right) = 362.89 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7157}{18.25} \left(1 + \frac{3 \times 0.227}{18.25}\right) = 406.798 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{406.798}{253} = 1.6 \text{ m}$$

D'où La surface des semelles filantes sous poteaux:

$$S_p = B \times L = 1.600 \times 18.25 = 29.2 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{\text{Ptot}} = 29.2 \times 4 = 116.8 \text{ m}^2$$

c. Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N: $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante:

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \quad \text{d'où} \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0.253MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

- Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens x-x**

| I | Voile | Ns (KN) | L (m) | Si (m ²) |
|-----------------|------------------|---------|-------|----------------------|
| Sous-Sol | V _{x1} | 1320.6 | 1.40 | 5.22 |
| | V _{x2} | 1367.2 | 1.40 | 5.4 |
| | V _{x3} | 1344.9 | 0.8 | 5.312 |
| | V _{x4} | 1274.2 | 0.8 | 5.03 |
| | V _{x5} | 995.6 | 1.4 | 3.93 |
| | V _{x6} | 1335.2 | 1.4 | 5.27 |
| | V _{x7} | 1284.2 | 0.8 | 5.07 |
| | V _{x8} | 988.9 | 0.8 | 3.9 |
| | V _{x9} | 1031.3 | 1.4 | 4.076 |
| | V _{x10} | 1049.3 | 1.4 | 4.147 |
| | V _{x11} | 2027.2 | 0.8 | 8.01 |
| | V _{x12} | 1538.3 | 0.8 | 6.08 |
| | V _{x13} | 961.5 | 1.4 | 3.8 |
| | V _{x14} | 793.6 | 1.40 | 3.13 |
| | V _{x15} | 779.5 | 0.8 | 3.08 |
| | V _{x16} | 979.6 | 0.8 | 3.87 |
| | V _{x17} | 2137.2 | 3.05 | 8.44 |

| | | | | |
|--|--|--|--|--|
| | | | | |
|--|--|--|--|--|

• **Sens y-y**

| .. | Voile | Ns (KN) | L (m) | Si (m ²) |
|-----------------|-----------------|---------|-------|----------------------|
| Sous-Sol | V _{y1} | 2071.6 | 3.55 | 8.18 |
| | V _{y2} | 2006.3 | 3.55 | 7.93 |
| | V _{y3} | 2130.5 | 4.75 | 8.42 |
| | V _{y4} | 2139.6 | 4.75 | 8.45 |
| | V _{y5} | 1921 | 1.6 | 7.6 |

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles sont:

Sens(x-x) : $S_{vtot} = \sum S_i = 83.52 \text{ m}^2$

Sens(y-y) : $S_{vtot} = \sum S_i = 40.58 \text{ m}^2$

En fin, la surface totale occupée par les semelles filantes est:

: $S_t = S_{ptot} + S_{vtot} = 116.8 + (S_{ptot} - S_{voilesx-x}) + 40.58 = 190.66 \text{ m}^2$

Calcul du rapport $\left(\frac{S_t}{S_{batiment}} \right)$

$\frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{190.66}{216.2} = 0.88 \text{ c.à.d : } \mathbf{88.16\% \text{ de la surface de l'assise}}$

Conclusion:

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol}=2.53 \text{ bars}$), les dimensions des semelles occupent

la totalité de l'assise, c'est-à-dire pas de bande de sol entre deux semelles filantes.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

C. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Une meilleure rigidité.

▪ **Pré dimensionnement du radier**

Selon la condition d'épaisseur minimale: la hauteur du radier doit avoir au moins **25cm**.

Selon la condition forfaitaire:

Sous voile: $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$ avec $L_{max} = 4.25m$

$$56.25cm \leq h \leq 90cm$$

On prend: $h = 65cm$

▪ **Sous poteau :**

- La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec Une hauteur minimale de } 25cm$$

L_{max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs $L_{max} = 4.75m$

$$h_d \geq 24cm$$

On prend: $h_d = 40cm$.

- La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \text{ } h_n \geq 47.5cm \quad \text{On prend: } h_n = 80 \text{ cm.}$$

- Les nervures sont soumises à des moments importants, leurs hauteurs doivent être assez grandes pour éviter d'avoir de grosses quantités d'armatures.

- La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad : \quad 52 \leq b_n \leq 91$$

On prend: $b_n = 65 \text{ cm}$

- Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[5]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

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 1m).

E: Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj}=3700\sqrt[3]{f_c 2 E}=10818.87\text{MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.25\right)^4 \frac{3x+0}{10818.87}} \geq 0.84\text{m} \quad \text{on prend } h=130 \text{ cm}$$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures : **$h = 130 \text{ cm}$** ;

Largeur de la nervure : **$b = 65 \text{ cm}$** .

Hauteur de la dalle: **$hd = 40 \text{ cm}$** .

▪ **Détermination des efforts:**

D'après le (BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimalde :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{\text{déb}} \geq 65 \text{ cm} \quad \text{On prend:} \quad L_{\text{déb}} = 70 \text{ cm.}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = (11.85 \times 18.25) + (11.85 + 18.25) \times 2 \times 0.70$$

$$S_{\text{rad}} = 246.4 \text{ m}^2.$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:

• **Les charges permanentes G :**

G1 : charges permanentes de la superstructure

$$G1 = 24853.75 \text{ KN (avec Etabs)}$$

G2 :charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G2 = G \text{ dalle} + G \text{ nervure} + G \text{ (T.V.O)} + G \text{ dale flottante}$$

$$G \text{ dalle} = 246.4 \times 0.4 \times 25 = 2464 \text{ KN}$$

$$G \text{ nervure} = [(1.3-0.4) \times 0.65 \times 154.1 \times 25] \\ = 963.125 \text{KN}$$

$$\text{Poids des remblais en: } G \text{ (T.V.O)} = (1.3-0.4) \times (169.35) \times 17 \\ = 1439.475 \text{KN}$$

$$G \text{ dalle flottante (ép=10cm)} = 246.4 \times 0.10 \times 25 = 616 \text{ KN}$$

$$G_2 = 5482.6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 30336.35 \text{ KN}$$

• **Les surcharges d'exploitations Q :**

Q1 : surcharges de la superstructure Q1

$$Q_1 = 7555.67 \text{ KN}$$

Q2 : surcharges de l'infrastructure Q2

$$216.3 \text{m}^2 = \text{Surface du sous-sol}$$

$$Q_2 = 216.3 \times 4 = 865.2 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_1 + Q_2 = 8420.87 \text{ KN}$$

▪ **Combinaisons d'actions:**

Etat Limite Ultime:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 53585.37 \text{KN.}$$

Etat Limite de Service:

$$N_s = G + Q = 38757.22 \text{KN}$$

• **Surface du radier:**

$$\text{L'ELU: } S_{\text{nécessaire}}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{53585.37}{1.33 \times 253} = 159.246 \text{m}^2$$

$$\text{L'ELS: } S_{\text{néc}}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{38757.22}{253} = 115.18 \text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 246.4 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{néc}}^{ELU}, S_{\text{néc}}^{ELS}) = 159.246 \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Centre de gravité de la semelle du radier:**

Notre radier présente une symétrie parfaite dans les deux sens

$$X_G = 9.125m \quad Y_G = 5.925m$$

- **Moments d'inertie de la semelle du radier:**

$$I_{x-x} = 6002.41m^4 \quad \text{et} \quad I_{y-y} = 2530.67m^4$$

Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants:

- Effort normal «N» due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);
- Moment de renversement «M» due au séisme dans le sens considéré: $M = M_0 + T_0h$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment;

I_X, I_Y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

h : Profondeur de l'infrastructure

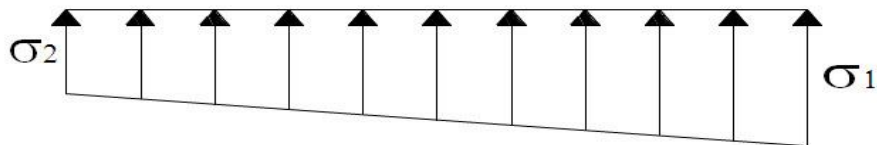


Figure. X .2.Diagramme des contraintes sous le radier.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ à l'ELU}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$$

- **Calcul des moments :**

$$M_x = 3265.52 + (1825.3 \times 0.9) = 4645.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3377.22 + (2279.7 \times 0.9) = 5147.09 \text{ KN.m}$$

- **Sens x-x :**

$$M_x = 51956.06 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_u = 53585.37 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{53585.37}{246.4} + \frac{4645.72}{2530.67} 9.125 = 234.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{53585.37}{246.4} - \frac{4645.72}{2530.67} 9.125 = 200.72 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(234.22) + 200.72}{4} = 225.84 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 225.84 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 336.49 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

ELS : $M_x = 4645.72 \text{ KN.m}$ et $N_s = 38757.22 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{38757.22 \text{ KN}}{246.4} + \frac{4645.72}{2530.67} 9.125 = 174.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} V_x = \frac{38757.22 \text{ KN}}{246.4} - \frac{4645.72}{2530.67} 9.125 = 140.54 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(174.04) + 140.54}{4} = 165.66 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 165.66 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 253 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.

• Sensy-y :

ELU :

$M_y = 5147.09 \text{ KN.m}$ et $N_u = 53585.37 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{53585.37}{246.4} + \frac{5147.09}{6002.41} 5.925 = 222.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{53585.37}{246.4} - \frac{5147.09}{6002.41} 5.925 = 212.39 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(222.55) + 212.39}{4} = 220.01 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 220.01 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 336.49 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

ELS : $M_y = 5147.09 \text{ kN.m}$; $N_s = 38757.22 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{38757.22}{246.4} + \frac{5147.09}{6002.41} 5.925 = 162.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} V_y = \frac{38757.22}{246.4} - \frac{5147.09}{6002.41} 5.925 = 152.21 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(162.37) + 152.21}{4} = 159.83 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 159.83 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 253 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| | ELU | | ELS | | Obs |
|----------|-------------------|-------------------------|-------------------|-----------------------|-----|
| | σ_m (bars) | $1.33\sigma_{sol}$ bars | σ_m (bars) | σ_{sol} (bars) | |
| Sens x-x | 2.25 | 3.36 | 1.65 | 2.53 | CV |
| Sens y-y | 2.2 | 3.36 | 1.59 | 2.53 | CV |

▪ **Vérification à l'effort sous pressions :**

$P \geq \alpha S_{rad} \gamma z$

P: Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z: Profondeur de l'infrastructure Z= 1,30m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha=1,5$

$P = G_{tot} = 30336.35 \text{ KN}$

$\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 246.4 \times 10 \times 1.3 = 4804.8 \text{ KN}$

$P = 30336.35 \text{ KN} > 4804.8 \text{ KN}$ Pas de risque de soulèvement de la structure

Condition vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$

• **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$

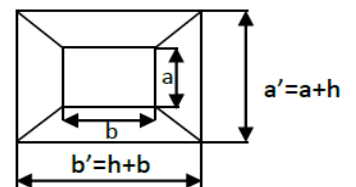
N_u : charge du poteau à l'ELU égale à 1710.01 KN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h: hauteur de la nervure égale à 130cm

$U_c = (a+b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \times 1.3) \times 2 = 6.8 \text{ m}$

$N_u = 1710.01 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6.8 \times 25000 = 7650 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$



• **Vérification pour les voiles**

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur **b = 1 m**

$$N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$$

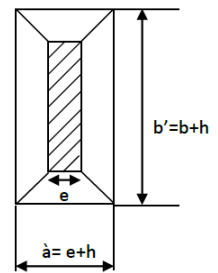
N_u : charge de voile à l'ELU égale à 2218.3kN

U_i : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 130cm

$$U_c = (e+b + 2h) \times 2 = (0.25 + 4.75 + 2 \times 1.30) \times 2 = 7.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2218.3 \text{ KN} < 0.045 \times 15.2 \times 25000 = 17100 \text{ KN}$$



Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$b=1\text{m}, d=0.9h_d = 0.9 \times 0.40 = 0.36\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b L_{\max}}{2 S_{\text{rad}}}$$

$$V_u^{\max} = \frac{53585.37 \times 1 \times 4.75}{2 \times 246.4} = 516.498 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{516.498 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.43 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification au renversement:(Art 10.1.5.du RPA99/version2003)**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

On doit vérifier:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{5147.09}{19880} = 0.25\text{m} < \frac{11.85}{4} = 2.96\text{m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{4645.72}{19880} = 0.23\text{m} < \frac{18.25}{4} = 4.56\text{m} \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ **Ferraillage du radier:**

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91 (modifiée99)**. La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous: avec $L_x < L_y$

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$0.4 \leq \rho_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque : le ferraillage se fera pour une bande de 1m

▪ **Ferraillage du tablier (dalle):**

A fin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferraillage pour le reste des panneaux.

$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{4.75} = 0.8$ le panneau travail dans les deux sens

• **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

ELU: $\sigma_m^{max} = 225.84 \text{ KN/m}^2$

ELS: $\sigma_m^{max} = 165.66 \text{ KN/m}^2$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

ELU: $q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{u \text{ rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(225.84 - \frac{5482.6}{246.4} \right) = 203.6 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_s \text{ rad}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = \left(165.66 - \frac{5482.6}{246.4} \right) = 143.4 \text{ KN/ml}$

• **Calcul à l'état limite ultime:**

Les tables de PIGEAUD donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$\rho_x = 0.8$, Le tableau nous donne : $\mu_x = 0.0565$ et $\mu_y = 0.595$

• **Moment isostatique:**

$M_{0,x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0565 \times 203.6 \times (3.80)^2 = 166.1 \text{ KN.m}$

$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.595 \times 166.1 = 98.83 \text{ KN m}$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.75: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

- **Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 83.05 \text{ KN.m} \quad M_{a,y} = 49.415 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée:**

$$M_{t,x} = 124.575 \text{ KN.m} \quad M_{t,y} = 74.12 \text{ KN.M}$$

Remarque :

Pour une mise en œuvre pratique nous allons calculer dans le sens le plus défavorable et considérer les résultats pour l'autre sens

Sur appuis: $\mu_u = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83.05 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

, $\beta = 0.975$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{83.05 \times 10^6}{0.975 \times 35 \times 348} = 6.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_a = 6.99 \text{ cm}^2$ Soit : **5HA14=9.23cm²/ml** avec un espacement de 16cm.

En travée: $\mu_u = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{124.575 \times 10^6}{1000 \times 350^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \quad \text{S.S.A}$

$\beta = 0.963$

$$A_{t,x} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{124.575 \times 10^6}{0.963 \times 35 \times 348} = 10.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{t,x} = 10.62 \text{ cm}^2$ Soit : **6HA16 = 12.06 cm²/ml** avec un espacement de 16cm.

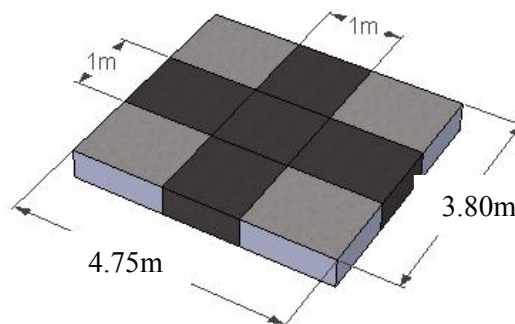
- **Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier:**

| | |
|---------------------|-----------------------------|
| | Sens x-x et sens y-y |
| Armatures en | 6HA14/ml |

| | |
|----------------------|----------|
| appuis | |
| Armatures en travées | 6HA16/ml |

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appui le lit inférieur.



- **Vérification à l'état limite ultime:**
- **Condition de non-fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0=0,8\%$ pour les HA FeE400.

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2} = 0.0008 \times \frac{(3-0.8)}{2} = 0.00088$$

$$A_{min} = W_x \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 40 = 3.52 \text{ cm}^2$$

- **Sens x-x et sens y-y**

En appuis: $A_{min} = 3.52 \text{ cm}^2 < 7.70 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En travées : $A_{min} = 3.52 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

- **Espacements des armatures:**

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t = (16; 20) \text{ cm} < \min\{120\text{cm}, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}$$

$$S_t = (16, 20) \text{ cm} < \min\{160\text{cm}, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :(Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.44 \frac{f_{ct}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes:

- Au milieu de U : (au milieu de L_x)

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{203.6 \times 3.80 \times 4.75}{3 \times 4.75} = 257.89 \text{ KN}$$

- Au milieu de V : (au milieu de L_y)

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{203.6 \times 3.80 \times 4.75}{2 \times 4.75 + 3.80} = 276.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{276.31 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0.789 \text{ MPa} < 0.44 \frac{25^{1/2}}{1.5} = 1.46 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Les vérifications seront faites suivant la direction la plus défavorable :

Les tables de PIGEAUD donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho_x = 0.8 \text{ Le tableau nous donne : } \mu_x = 0.0632 \text{ et } \mu_y = 0.710$$

- Moment isostatique:

$$M_{0,x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0632 \times 143.4 \times (3.80)^2 = 130.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = \mu_y \times M_{0,x} = 0.710 \times 130.86 = 92.91 \text{ KN.M}$$

Remarque:

Nous allons vérifier avec le moment max à l'ELS dans le sens le plus défavorable

- Moments sur appuis :

$$M_{a,x} = 65.43 \text{ KN m}$$

- **Moments en travées:**

$$M_{t,x} = 98.145 \text{KN m}$$

$$M \text{ max} = M_{t,x} = 98.145 \text{KN m}$$

| sens | désignation | Moment à l'ELS |
|------|------------------|----------------|
| x-x | Appuis et travée | 98.145 |
| y-y | Appuis et travée | 98.145 |

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

- **sens (x-x) et (y-y) :**

$$\sigma_{bc} = (Ms/I) (y_1)$$

$y_1 = 9,588 \text{ cm}$, axe neutre calculé avec l'équation suivante :

$$(b (y_1)^2)/2 + 15A_{sc} (y_1 - c') - 15A_{st} (d - y_1) = 0$$

$$I = 146200,49 \text{cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogène // axe neutre)}$$

$$\sigma_{bc} = 6.43 \text{Mpa} < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de risque pour le béton comprimé

- **Ferraillage des nervures :**

- **sollicitations :**

$$q_u = 203.66 \text{ KN/ m}^2$$

$$q_s = 143.4 \text{ KN/ m}^2$$

- **Détermination des efforts :**

A l'aide du logiciel ETABS, on va extraire les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissant

Le rapport $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par

chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Figure. X .3. les nervures (longitudinale et transversale) à calculer pour le ferrailage

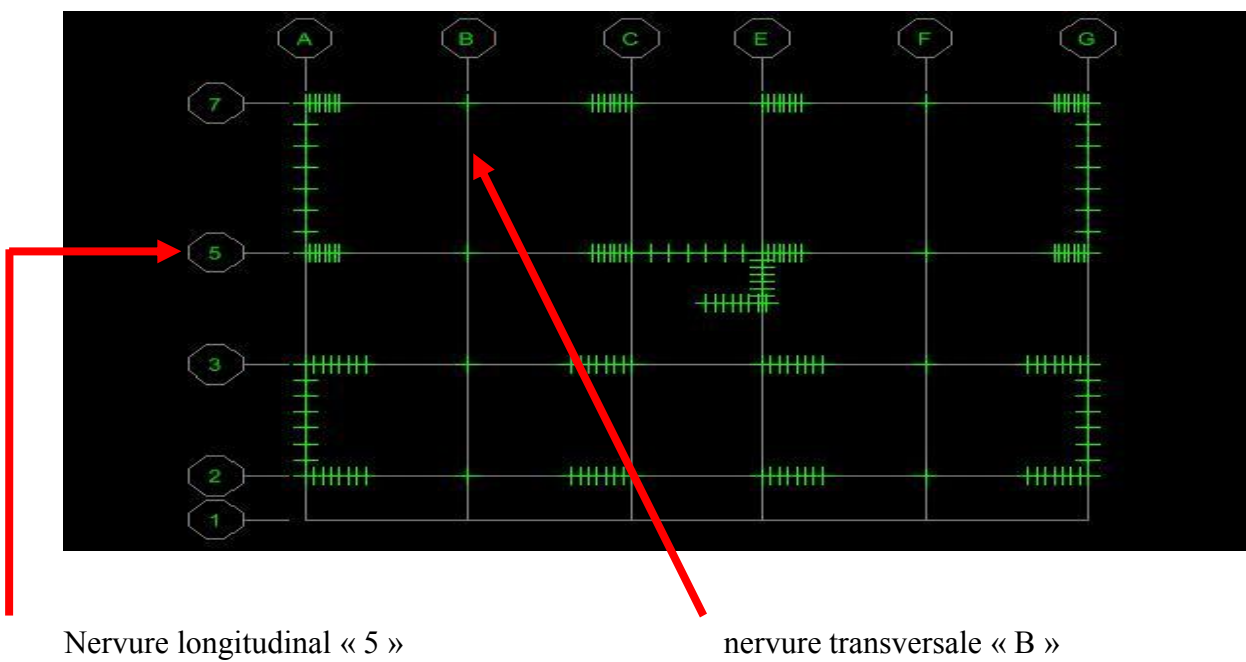
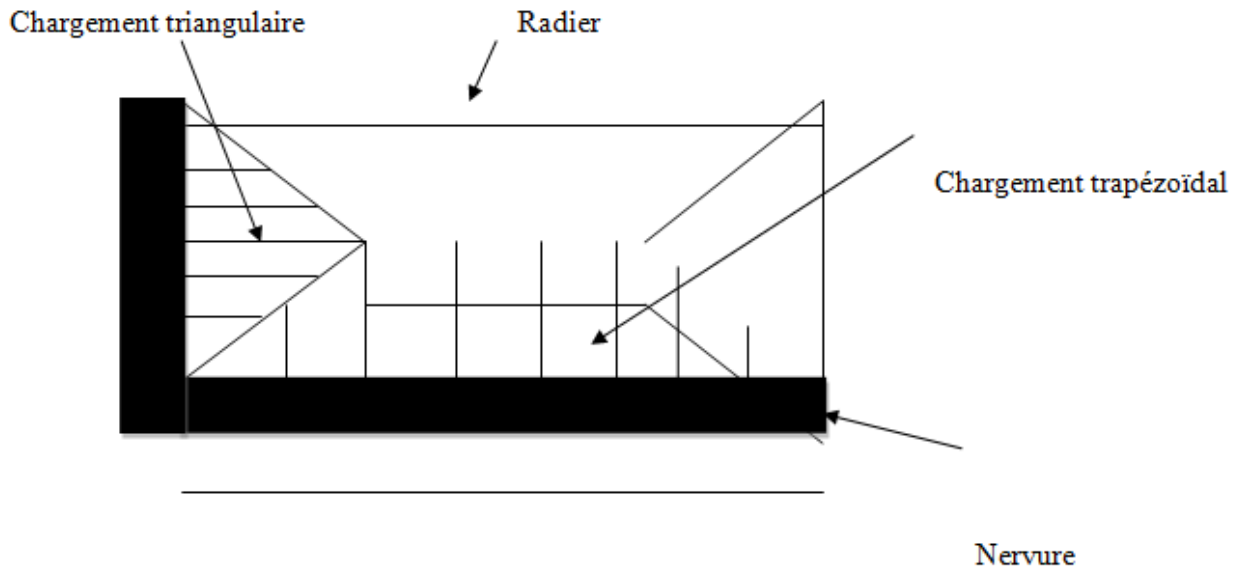


Figure. X .3. différents chargements du radier sur les nervures

• **Chargements simplifiés (rectangulaire) :**



• **Dans le cas d'un chargement triangulaire**

Effort tranchant : $L_t = 0.25L_x \longrightarrow q_t = L_t q_u$

Moment fléchissant : $L_m = 0.33L_x \longrightarrow q_m = L_m q_u$

• **Dans le cas d'un chargement trapézoïdal :**

Effort tranchant : $L_t = L_x (0.5 - \rho_x^2/4) \longrightarrow q_t = L_t q_u$

Moment fléchissant : $L_m = L_x (0.5 - \rho_x^2/6) \longrightarrow q_m = L_m q_u$

• **Sens X - X**

• **Nervures longitudinales :**

On travaille avec la nervure longitudinale « 5 »

• **E.L.U :**

- **A gauche de la nervure : 4 répartitions trapézoïdales et une répartition triangulaire**

| Travée | Ly (m) | Lx (m) | ρ_x | q_u (KN /m ²) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u M$ (KN/ml) | $q_u T$ (KN/ml) |
|--------|-----------|-----------|----------|--------------------------------|-----------|-----------|---------------------|--------------------|
| A-B | 3.80 | 3.55 | 0.93 | 203.66 | 1.26 | 1 | 256.61 | 203.66 |
| B-C | 3.80 | 3.55 | 0.93 | 203.66 | 1.26 | 1 | 256.61 | 203.66 |
| C-E | 3.55 | 3.05 | 0.85 | 203.66 | 1 | 0.76 | 203.66 | 154.78 |

| | | | | | | | | |
|------------|------|------|------|--------|------|---|--------|--------|
| E-F | 3.80 | 3.55 | 0.93 | 203.66 | 1.26 | 1 | 256.61 | 203.66 |
| F-G | 3.80 | 3.55 | 0.93 | 203.66 | 1.26 | 1 | 256.61 | 203.66 |

Tableau. X.3.charges revenant à la gauche nervure la plus sollicitée à l'ELU.

▪ **A droite de la nervure : répartitions triangulaire**

| Travée | Ly (m) | Lx (m) | ρx | qu (kN/m ²) | Lm (m) | Lt (m) | quM (KN/ml) | quT (KN/ml) | quM total KN/ml | quT total KN/ml |
|------------|--------|--------|------|-------------------------|--------|--------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|
| A-B | 4.75 | 3.80 | 0.8 | 203.66 | 1.254 | 0.95 | 255.38 | 193.47 | 512 | 397.13 |
| B-C | 4.75 | 3.80 | 0.8 | 203.66 | 1.254 | 0.95 | 255.38 | 193.47. | 512 | 397.13 |
| C-E | 4.75 | 3.05 | 0.64 | 203.66 | 1.00 | 0.76 | 203.66 | 154.78 | 407.32 | 309.56 |
| E-F | 4.75 | 3.80 | 0.8 | 203.66 | 1.254 | 0.95 | 255.38 | 193.47 | 512 | 397.13 |
| F-G | 4.75 | 3.80 | 0.8 | 203.66 | 1.254 | 0.95 | 255.38 | 193.47 | 512 | 397.13 |

Tableau. X.4.charges revenant à la gauche et la droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELU.

• **E.L.S :**

Les valeurs des charges totales (qs gauche + qs droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file 05) sont résumées dans le tableau suivant

| Travée | qs M totale (KN/ml) | qsT totale (KN/ml) |
|------------|---------------------|--------------------|
| A-B | 360.44 | 279.66 |
| B-C | 360.44 | 279.66 |
| C-E | 286.84 | 218 |
| E-F | 360.44 | 279.66 |
| F-G | 360.44 | 279.66 |

Tableau. X.5.charges revenant à la gauche et la droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• **Sens Y-Y**

• **Nervures transversals (file "B") :**

On travaille avec la nervure transversale « B »

- Sollicitations :

$q_u = 203.66 \text{ KN/ m}^2$

$q_s = 143.4 \text{ KN/ m}^2$

• E.L.U :

A gauche de la nervure : une répartition trapézoïdale et 2 triangulaires

| Travée | Lx (m) | Ly (m) | ρ_x | q_u (kN/m ²) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u M$ (KN /ml) | $q_u T$ (KN / ml) |
|--------|-----------|-----------|----------|-------------------------------|-----------|-----------|---------------------|----------------------|
| 2-3 | 3.55 | 3.80 | 0.93 | 203.66 | 1.17 | 0.88 | 238.28 | 179.22 |
| 3-5 | 3.55 | 3.80 | 0.93 | 203.66 | 1.17 | 0.88 | 238.28 | 179.22 |
| 5-7 | 3.8 | 4.75 | 0.8 | 203.66 | 1.49 | 1.292 | 303.45 | 263.13 |

Tableau. X.6.charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

• A droite de la nervure :

Pour raison de symétrie, les charges à gauche de la nervure égalent à celles de droite.

D'où les charges totales revenant à cette file égales à celles de gauche additionnées aux charges de la droite.

| Travée | $q_u M$ total (KN /ml) | $q_u T$ total (KN / ml) |
|--------|---------------------------|----------------------------|
| 2-3 | 476.56 | 358.44 |
| 3-5 | 476.56 | 358.44 |
| 5-7 | 606.9 | 526.26 |

Tableau. X.7.charges total revenant à la nervure transversale la plus sollicitée à l'ELU.

• E.L.S :

Les valeurs des charges totales (q_s gauche + q_s droite) revenant à la nervure la plus sollicitée (file B) sont résumées dans le tableau suivant

| Travée | q_s m Totale (KN /ml) | $q_s t$ Totale (KN /ml) |
|--------|----------------------------|----------------------------|
| 2-3 | 335.6 | 252.42 |
| 3-5 | 335.6 | 252.42 |

| | | |
|-----|-------|-------|
| 5-7 | 427.4 | 370.6 |
|-----|-------|-------|

Tableau. X.8.charges revenant à la gauche et droite de la nervure la plus sollicitée à l'ELS.

• **Détermination des efforts :**

A l'aide de logiciel ETABS, on a à extraire les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissant

- **SENS X-X (longitudinale file « 5 »)**
- **ELU**

Figure. X .9. Diagramme des moments ELU Mut max = 372.16 KN m

Mu appui max = 657.66 KN m

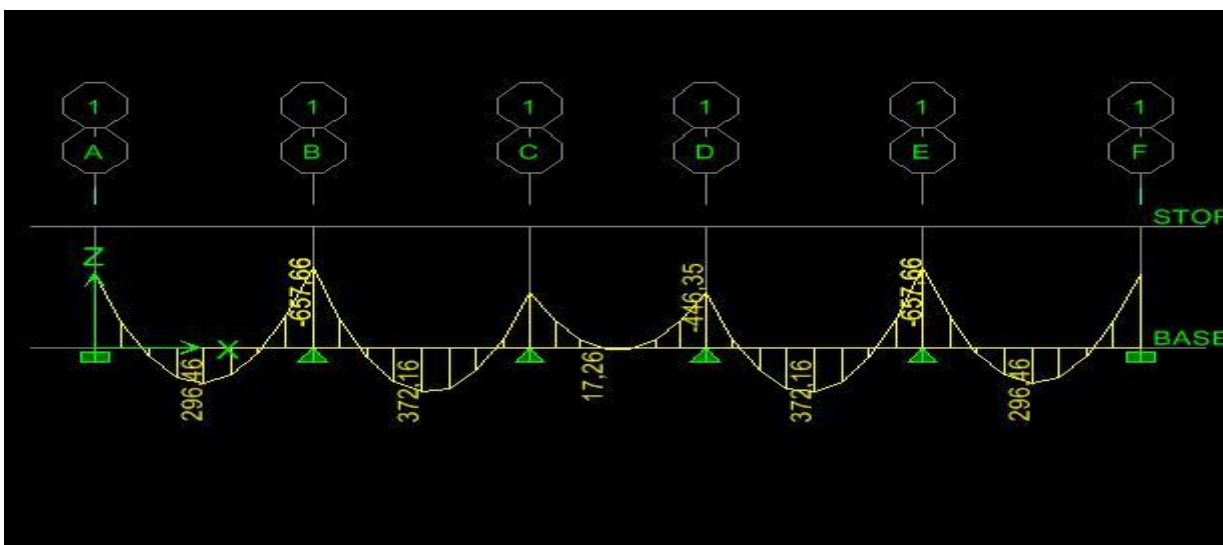
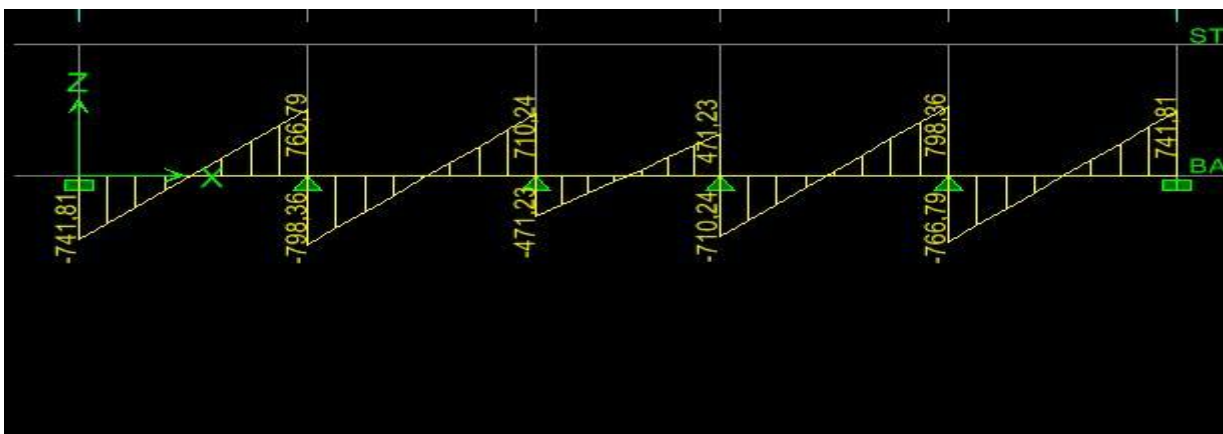


Figure. X .10. Effort tranchant (ELU) Tu max = 798.36 KN



• **ELS**

Ms t max = 261.7 KN m

Figure. X .11moments ELS

Ms appui max = 462.43 KN m

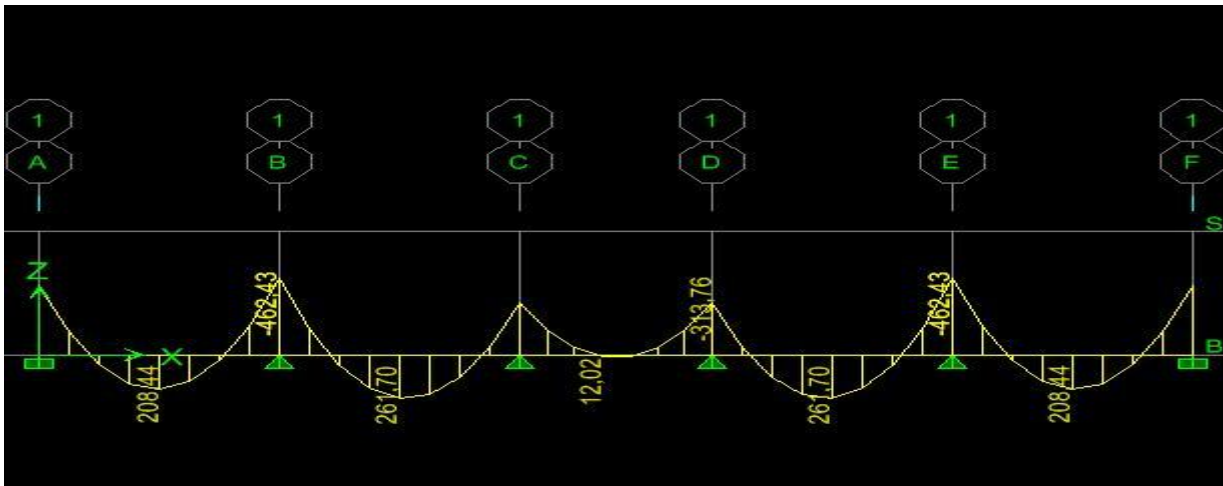
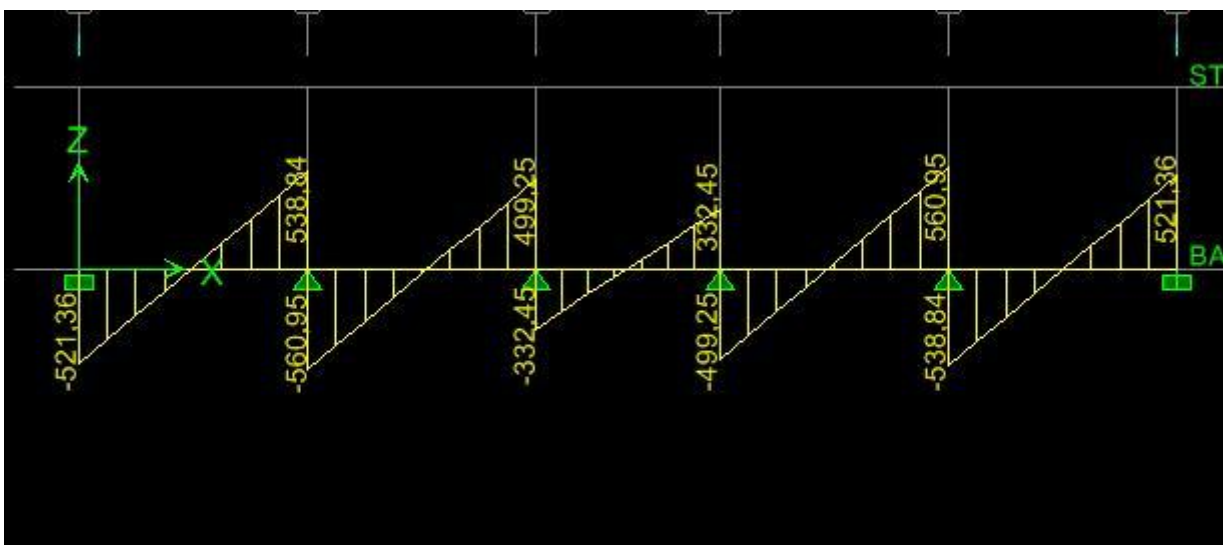


Figure. X .12Effort tranchant (ELS) T_s max = 560.95 KN



- SENS Y-Y (transversal file « B »)
- ELU

Figure. X .13.Moments ELUMut max = 649.64 KN m

Mu appui max = 1276.82 KN m

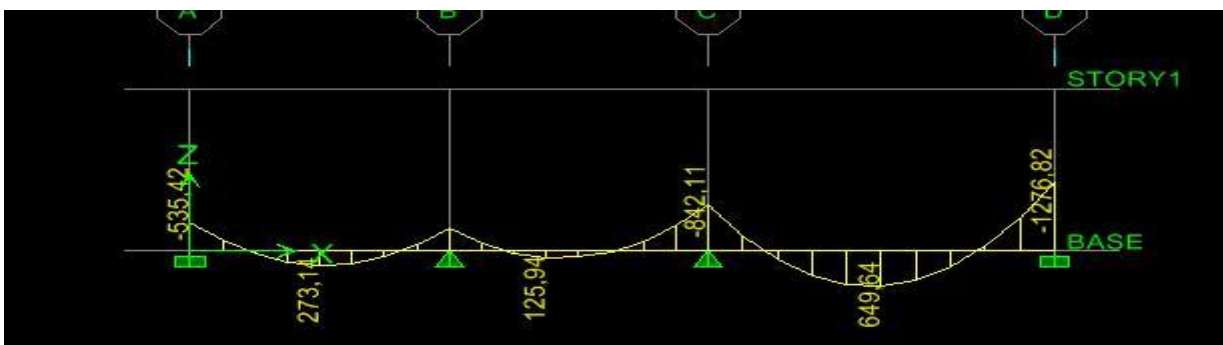
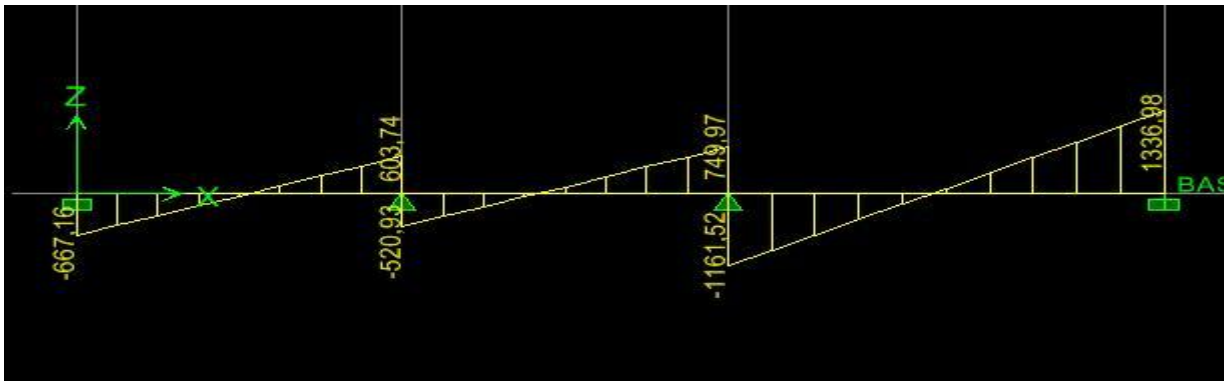


Figure. X .14.Effort tranchant (ELU) T_u max = 1336.98 KN



- ELS

Figure. X .15.Moments ELS $M_{ut\ max} = 457.81\ KN\ m$

$M_s\ appui\ max = 899.76\ KN\ m$

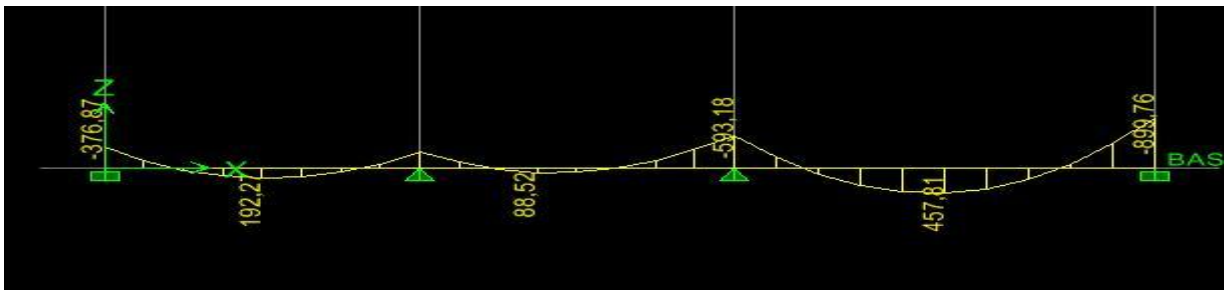
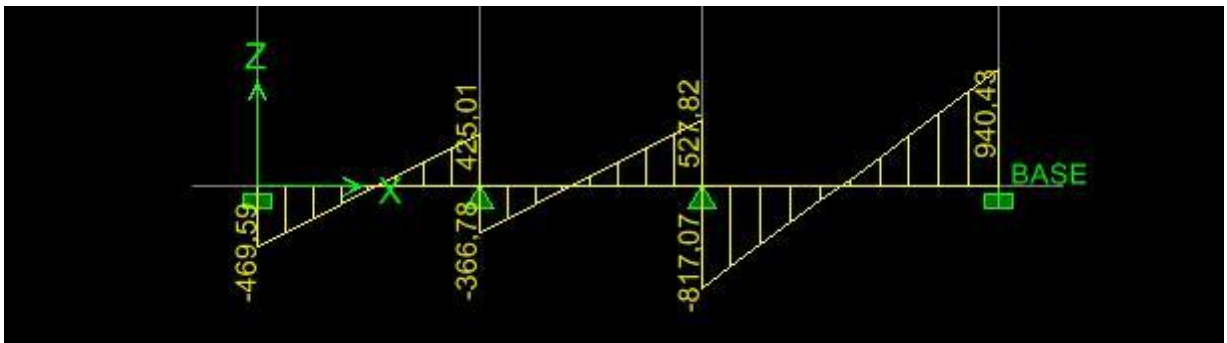


Figure. X .16.Effort tranchant (ELS) $T_s\ max = 940.43\ KN$



d. Calcul du Ferrailage des nervures :

- Sens X-X
- Nervure longitudinale« 5 » (b = 65 cm ; h= 130 cm ; d= 125 cm)

| | Zone | $M_{u\ max}$ | μ | Obs | β | A_{st} | A_{min} | Choix des barres | A |
|--|------|--------------|-------|-----|---------|----------|-----------|------------------|---|
|--|------|--------------|-------|-----|---------|----------|-----------|------------------|---|

| Sens | | (KN.m) | | | | (cm ²) | (cm ²) | | adaptée (cm ²) | |
|------|--------|--------|-------|-----|-------|--------------------|--------------------|-------|----------------------------|-------|
| x-x | Appuis | 657.66 | 0.045 | SSA | 0.977 | 15.4 | | 5HA16 | filantes | 17.75 |
| | | | | | | 7 | 9.81 | 5HA14 | Chapeaux | |
| | Travée | 372.16 | 0.025 | SSA | 0.987 | 8.66 | 9.81 | 5HA14 | filantes | 13.35 |
| | | | | | | 5 | | 5HA12 | Chapeaux | |

Tableau. X.17.Calcul du ferrailage de la nervure longitudinal« file 5 ».

- Sens Y-Y
- Nervure transversal File « B » : (b = 65 cm ; h= 130 cm ; d= 125 cm)

| Sens | Zone | Mu (KN.m) | μ | Obs | β | Ast (cm ²) | A _{min} (cm) | Choix des barres | | A adaptée (cm ²) |
|------|--------|-----------|-------|-----|-------|------------------------|-----------------------|------------------|----------|------------------------------|
| y-y | Appuis | 1276.82 | 0.088 | SSA | 0.954 | 30.76 | | 6HA20 | Filante | 30.91 |
| | | | | | | | 9.81 | 6HA16 | chapeaux | |
| | Travée | 649.64 | 0.045 | SSA | 0.977 | 15.28 | 9.81 | 5HA16 | Filante | 17.75 |
| | | | | | | | | 5HA14 | chapeaux | |

Tableau. X.18.Calcul du ferrailage de la nervure transversal« file B ».

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 1.3}{1} = 3.9 \text{ cm}^2 \quad 1.95 \text{ cm}^2 \quad \text{par paroi}$$

Nous adopterons une 2HA12=2,26cm² comme armature de peau

e. Vérification à l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 70 \times 135 \times \frac{2.1}{400} = 11.41 \text{ cm}^2$$

Sens x-x : $A_s \geq A_{\min} = 9.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Sens y-y : $A_s \geq A_{\min} = 9.81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99).

$$T_u^{\max} = 1336.98 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{1336.98 \times 10}{65 \times 125} = 1.64 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.64 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis:
(Art. A.5.1, 32, BAEL91 modifiées 99).

- Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} = \frac{1336.98 \times 10^3 - \frac{1276.82 \times 10^5}{0.9 \times 125}}{348 \times 10^2} = 5.8 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{appuis min}} = 9.81 \text{ cm}^2 > A_u = 5.8 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 65 \times 0.9 \times 125 \times \frac{25}{1.5} = 4875 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 1336.98 \text{KN} < 4875 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

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

(Art. A.6.1, 3, BAEL91/99).

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa avec } \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{1336.98 \times 10}{0.9(125) \ 67.82} = 12.75 \text{MPa}$$

6HA20+6HA16

$$\sum u_i: \text{ Somme des périmètres utilisés des armatures. } \quad \sum u_i = \sum (\pi \times \phi_i) = 67.82 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = 12.75 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

- Calcul des armatures transversales:
- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit $\phi = 8 \text{mm}$

- Espacements des armatures :
- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_1 \right\} = \min \{32.5, 24\} \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 65 = 2.92 \text{ cm}^2$$

On prend deux cadres et un étrier en HA8

Donc nous adoptons : 6HA 8 = 3.02 cm². Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

f. Vérification à L'ELS:

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée:

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- En appuis:

$$\mu = 0.088 \qquad \alpha = 0.1154$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_g} = \frac{1276.82}{899.76} = 1.41$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad 0.1154 < \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \text{ Condition vérifiée}$$

- En travée:

$$\mu = 0.045 \qquad \alpha = 0.05755$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_g} = \frac{649.64}{457.81} = 1.41$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad 0.05755 < \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \text{ Condition vérifiée}$$

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.

g. Ferrailage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

1. Introduction :

Notre structure comporte un mur de soutènement « mur plaque », il doit assurer sa fonction de soutenir et résister à la pression latérale des terres et les surcharges qui peuvent être induites par la présence de véhicules et engins sur le sol de contact

- Naturellement notre sole comporte un talus, on réalise un mur plaque puis on remblayera avec un sol pulvérulent pour un meilleur drainage.

-

- **Dimensionnement des voiles plaques:**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (*Art 10.1.2*) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 25 cm

- **les dimensions du mur :**

A partir des plans d'architecture, l'épaisseur du mur est de 25 cm avec une hauteur de 3,9 sur une longueur de 18,25 m

2. Etude de mur plaque (voile périphérique) encastré au niveau du radier et simplement appuyé au RDC:

Pour déterminer le ferrailage, on considère que le panneau (mur) est encastré à sa base et simplement appuyé sur ses trois autres parties

- **Contraintes sur le mur :**

- En utilisant la formule de JAQUI pour les soles frottant et dans le cas de poussées des terres au repos c'est à dire que le mur reste immobile
- On considère que la face du mur est lisse, donc sans frottements avec le sol

Le panneau est soumis à la poussée des terres au repos : $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec γ est le poids spécifique des terres ($\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, gravier).

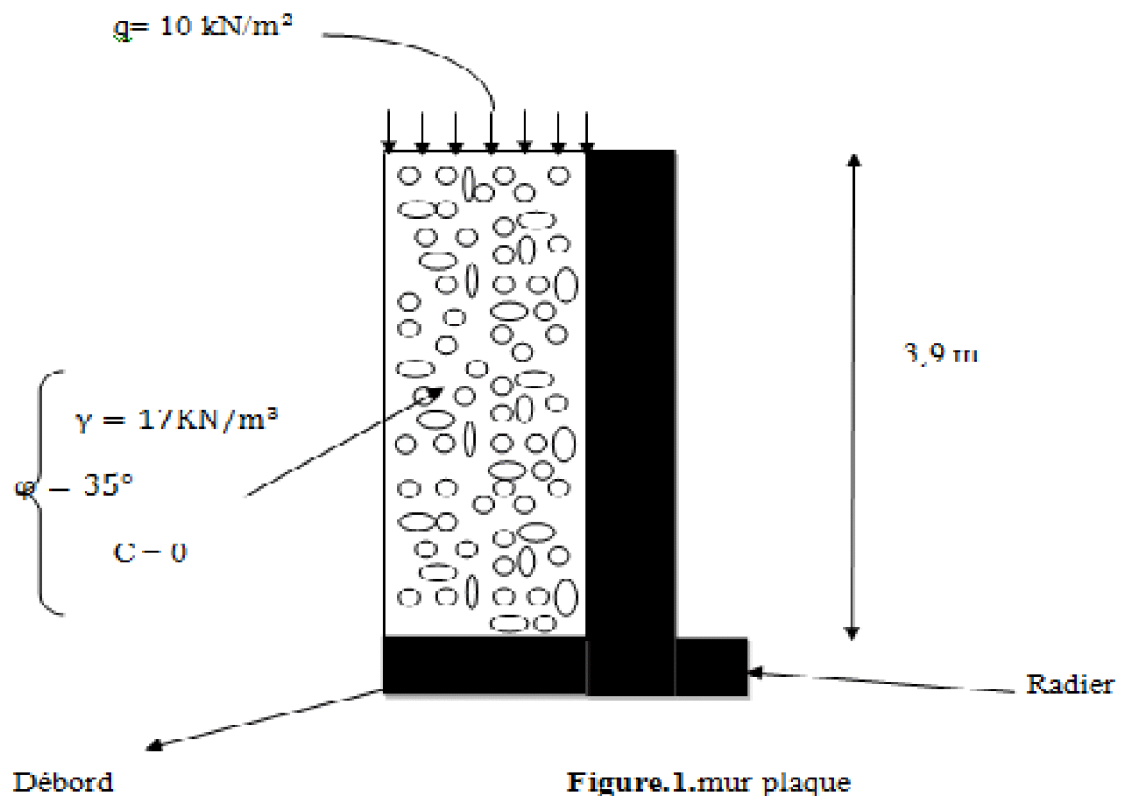


Figure.1.mur plaque

- calcul des sollicitations :

➤ E L U :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 \cdot q) ;$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin(35^\circ) = 0,42$$

$$\sigma_H = 9,6h + 6,3$$

$$\begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_{h_1} = 6,3 \text{ kN/m}^2 \\ h = 3.90\text{m} \rightarrow \sigma_{h_2} = 43.7 \text{ kN/m}^2. \end{cases}$$

➤ **ELS:**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) = 7,1h + 4,2$$

$$\begin{cases} h = 0 \rightarrow \sigma_{h_1} = 4,2 \text{ kN/m}^2. \\ h = 3.9\text{m} \rightarrow \sigma_{h_2} = 31.9 \text{ kN/m}^2. \end{cases}$$

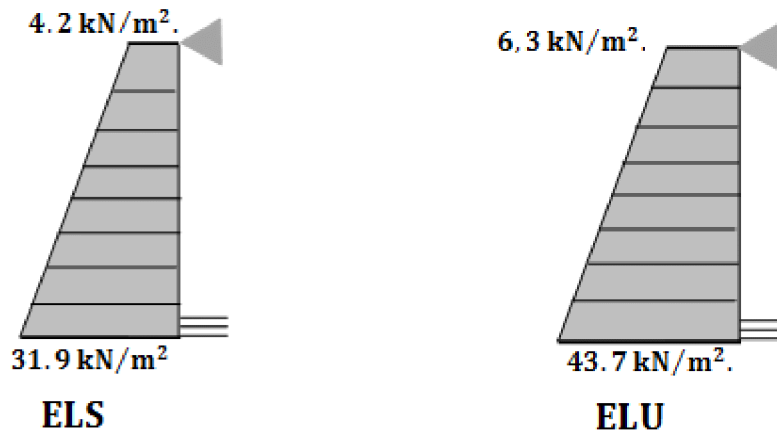


Figure. 2. Diagramme des contraintes en (KN/m²)

- on utilisera les mêmes contraintes moyennes selon une bande en hauteur et en longueur du mur vue que la travée maximale en longueur est inférieure à la hauteur du mur.

• **Calcul les charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- **ELU:** $q_u = \frac{3 \cdot \sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{ml} = \frac{3 \times 43.7 + 6,3}{4} = 34.35 \text{ kN / ml}.$
- **ELS:** $q_s = \frac{3 \cdot \sigma_{H_2} + \sigma_{H_1}}{4} \cdot 1\text{ml} = \frac{3 \times 31.9 + 4,2}{4} = 25 \text{ kN/ml}.$

3. Ferrailage du mur plaque :

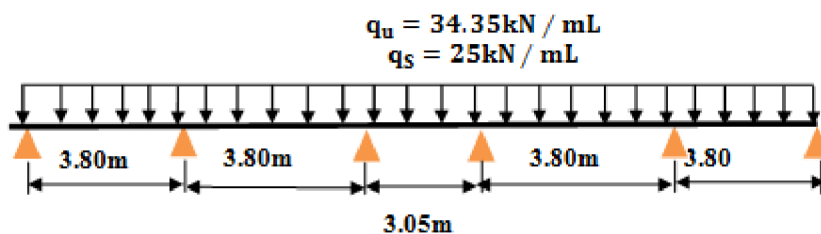
- **Méthode de calcul :**

Le mur plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastrée d'un côté et simplement appuyée des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux, poutres et planchers.
- Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m. ($b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).

- **Schémas statiques:**

- **Dans le sens xx' (en longueur):**



- **Dans le sens zz' (en hauteur):**

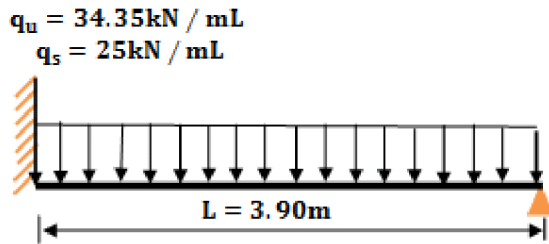


Figure .3. schéma statique

- **Calcul des moments :**

Nous allons calculer le plus grand panneau avec le moment Max s'il travaille dans les deux sens

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{3.68} = 0.92 > 0.4$$

$$0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0438 \text{ et } \mu_y = 0.819$$

$$q_u = 34.35 \text{ kN / mL}$$

$$M_{ux} = 0.0438 \times (34.35) \times (3.4)^2 = 17.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 0.819 \times 17.4 = 14.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} = M_{ux} = 17.4 \text{ KN} \quad \text{pour ferrailer les deux sens}$$

- **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

$$\rho = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0510 \text{ et } \mu_y = 0.875$$

$$q_u = 34.35 \text{ kN / mL}$$

$$M_{sx} = 0.0510 \times 25 \times (3.4)^2 = 14.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = 0.875 \times 14.74 = 12.9 \text{ kN.m}$$

$M_s \text{ max} = M_{sx} = 14,74 \text{ KN m}$

3.1 Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($ep=25\text{cm}$).

- **Armature dans le sens xx' :**

$M_{U_{\text{max}}} = 17.4 \text{ KN.m}$

$\mu_u = \frac{M}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.4 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times 230^2} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\mu_u = 0.085 \quad \beta = 0.9885$

$A_{st} = \frac{M}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{17.4 \times 10^8}{348 \times 23 \times 0.9885} = 2,2 \text{ cm}^2$

On prend : **6HA14=9.23cm²** d'espacement **17,5cm**.

- Au niveau des appuis le moment de flexion s'inverse :

Comme on ferraille avec le moment $M_u \text{ max}$:

Asc= 0 mais on prend **6HA14 cm²/ml = 9,23cm²** comme aciers secondaires en travée et acier principales aux appuis

| sens | zone | Mu(KN m) | Section | As calculés cm ² | As adoptés cm ² | espace ment cm |
|------------------------|-----------------|----------|---------|-----------------------------|----------------------------|----------------|
| X-X longueur | Appui et travée | 17,4 | SSA | 2,2 | 6HA14= 9,23 | 17,5 |
| Z-Z hauteur | Appui et travée | 17,4 | SSA | 2,2 | 6HA14= 9,23 | 17,5 |

- **Armature dans le sens zz' (en hauteur du mur) :**

On adopte le même ferrailage que le sens x-x car nous avons calculé avec le moment max des deux sens

4. Vérification à l'ELU :

• **Espacement des armatures :**

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

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

Dans le sens xx' $S_t = 17,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Dans le sens zz' $s_t = 17,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

• **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 23 \cdot 2.1}{400} = 2.78 \text{ cm}^2$$

• Dans le sens xx' : $A_{\text{ad}} = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

• Dans le sens zz' : $A_{\text{ad}} = 6\text{HA}12 = 6.72 \text{ cm}^2 > 2.78 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.15 \cdot f_{c25}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$

$$V_{\text{max}} = q \cdot l_y / 2 = 34,35 \times 3,68 / 2 = 63.2 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b_0 d} = \frac{63.2 \cdot 10^3}{1000 \cdot 230} = 0.27 \text{ MPa} ;$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Entrainement des barres (Art.A.6.1.3/BAEL91) :**

Pour qu'il n'y' est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{T_{u\text{max}}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{\text{sec}} \quad \text{tel que } \bar{\tau}_{\text{sec}} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} . \quad \psi = 1.5 \text{ pour HA.}$$

- Pour le sens x-x : 6HA14 donne $u_i = 26.376\text{cm}$.

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{63.2 \times 10}{0.9 \times 23 \times 26.376} = 1.15\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Pour le sens z-z : 6HA14 donne $u_i = 26.376\text{cm}$.

$$\tau_{\text{sec}} = \frac{63.2 \times 10}{0.9 \times 23 \times 26.376} = 1.15\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement droit (Art A.6.1.22 /BAEL91) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm} \quad \text{Avec : } \tau_e = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

-Pour $\phi 14$: $L_s = 49.38\text{cm}$. On prend $L_s = 50\text{cm}$

- Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4 \times L_s$

Pour $\phi 14$: $L_a = 20 \text{ cm}$.

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

Pour les deux sens :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 63.2 \times 10}{1000 \times 0.923} = 0.61\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Influence effort tranchant sur les armatures (Art 5.1.1,312/BAEL91) :**

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

- **Pour les deux sens :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u \text{ max}}{f_{su}} = \frac{63.210^3}{100348} = 1.81\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6.78\text{cm}^2$$

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

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

5. Vérification à l'ELS :

- **Moments max :**

$M_s\text{ max} = M_{sx} = 14,74\text{ KN m}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} (y_1)$$

$y_1 = 5,897\text{cm}$, axe neutre calculé avec l'équation suivante :

$$\frac{b (y_1)^2}{2} + 15A_{sc} (y_1 - c') - 15A_{st} (d - y_1) = 0$$

$I = 36584,06\text{cm}^4$ (moment d'inertie de la section homogène // axe neutre)

$$\sigma_{bc} = 2.37\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{ Mpa}$$

⇒ Il n'y a pas de risque pour le béton comprimé

- **Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration est préjudiciable → $\sigma_{st} = 201,63\text{ Mpa} = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{n} f_{tj}), n = 1,6$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) \quad , \text{ après calcul :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 = 5,897\text{ cm (axe neutre) calculé avec l'équation suivante :} \\ \frac{b (y_1)^2}{2} + 15A_{sc} (y_1 - c') - 15A_{st} (d - y_1) = 0 \\ I = 36584,06\text{cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre)} \end{array} \right.$$

$$(d - y_1) = 23 - 5,897 = 17,103\text{ cm} \quad \text{et } n \approx 15$$

$\Rightarrow \sigma_{st} = 103,36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de fissuration

• **Etat limite de déformation :**

Les règles de (Art.6.5.2.BAEL 91), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à L'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{su}}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section (h = 25 cm).

L : Longueur libre de la plus grande travée (Portée entre nus d'appuis) .

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature.

M_{st} : Moment max en travée.

M_{su} : Moment max isostatique.

b : largeur de la table de compression

d : hauteur utile de la section droite

h = 20 cm ; L = 340 cm ; A = 6.78cm²

$M_{ts} = 0,75M_{su} = 27,09 \text{ KN m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $M_{su} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{25 \times 3.40^2}{8} = 36.125 \text{ KNm}$

$q_s = 25 \text{ KN/m}$.

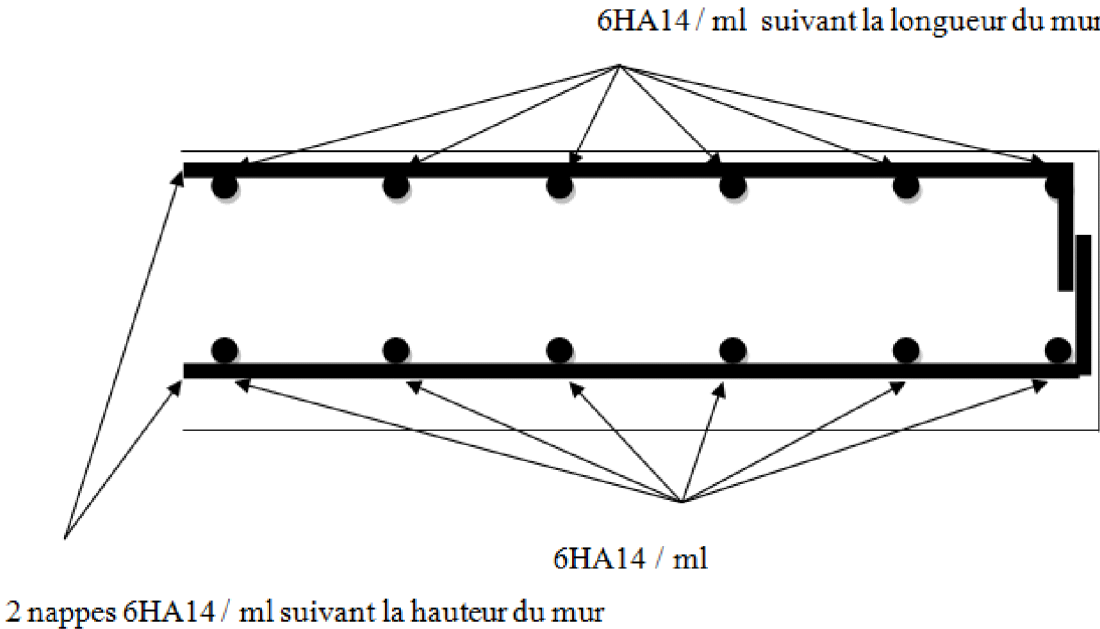
- $\frac{h}{L} = \frac{25}{340} = 0.073 > \frac{27,09}{20 \times 36,125} = 0.0375 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- $\frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{100 \times 23} = 0.0029 < \frac{2}{f_e} = 0.005$ Condition vérifiée

-

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

6 : Ferrailage et disposition (Coupe horizontale du mur) :1 mètre linéaire



CONCLUSION-MEMOIRE

Le projet de fin d'étude consistant en l'étude d'un bâtiment à usage commercial et d'habitation nous a permis de mettre en application les acquis théoriques engrangés le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances en matière de sécurité aux séismes qui présente le double avantage de garantir une plus grande résistance aux structures en béton armé tout en leur offrant un style architectural novateur.

De part sa complexité, ce projet nous a offert l'opportunité tant attendue de pouvoir conjuguer tous nos efforts de recherche et de perfectionnement, afin d'élucider et d'élargir les notions et méthodes étudiées au cours de notre cursus, avec le souci de conjuguer efficacité et progrès dans le domaine du génie civil pour le quel nous avons noté et pris en conscience l'évolution considérable notamment par l'apport précieux des logiciels de calcul.

Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux efforts et projets des promotions à venir.

Conclusion-Générale

La maîtrise de l'ingénierie en génie civil appliquée aux structures en béton armé représente à l'heure actuelle un domaine en pleine expansion, marqué par une dynamique internationale. L'approche moderne de la sécurité au séisme présente le double avantage de rendre les immeubles en béton armé plus sûres tout en offrant des perspectives architecturales nouvelles.

Cette étude apporte une vue d'ensemble sur le plan des techniques d'ingénierie du bâtiment, elle nous confirme les avantages du contreventement (voile - portique), par rapport à la construction auto stables, elle garantit une grande résistance et un meilleur comportement de la structure vis à vis du séisme.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude, ont été élaborées et annotées à l'aide d'un logiciel de calcul des structures par éléments finis « ETABS 9.7 », qui nous a permis de mieux comprendre,

interpréter, et même observer le comportement de la structure en phase de vibration ; Comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Les résultats interprétés nous ont montrés une disposition adéquate des voiles dans notre structure :

- En minimisant les déplacements latéraux.
- En limitant les risques de la torsion.
- En assurant une bonne distribution des efforts.

Ce qui nous à conduit à ferrailer les poteaux par le minimum du RPA99.

D'autre part l'importance de la section de ces derniers, a été imposée par ce règlement afin de vérifier ses différentes exigences à savoir :

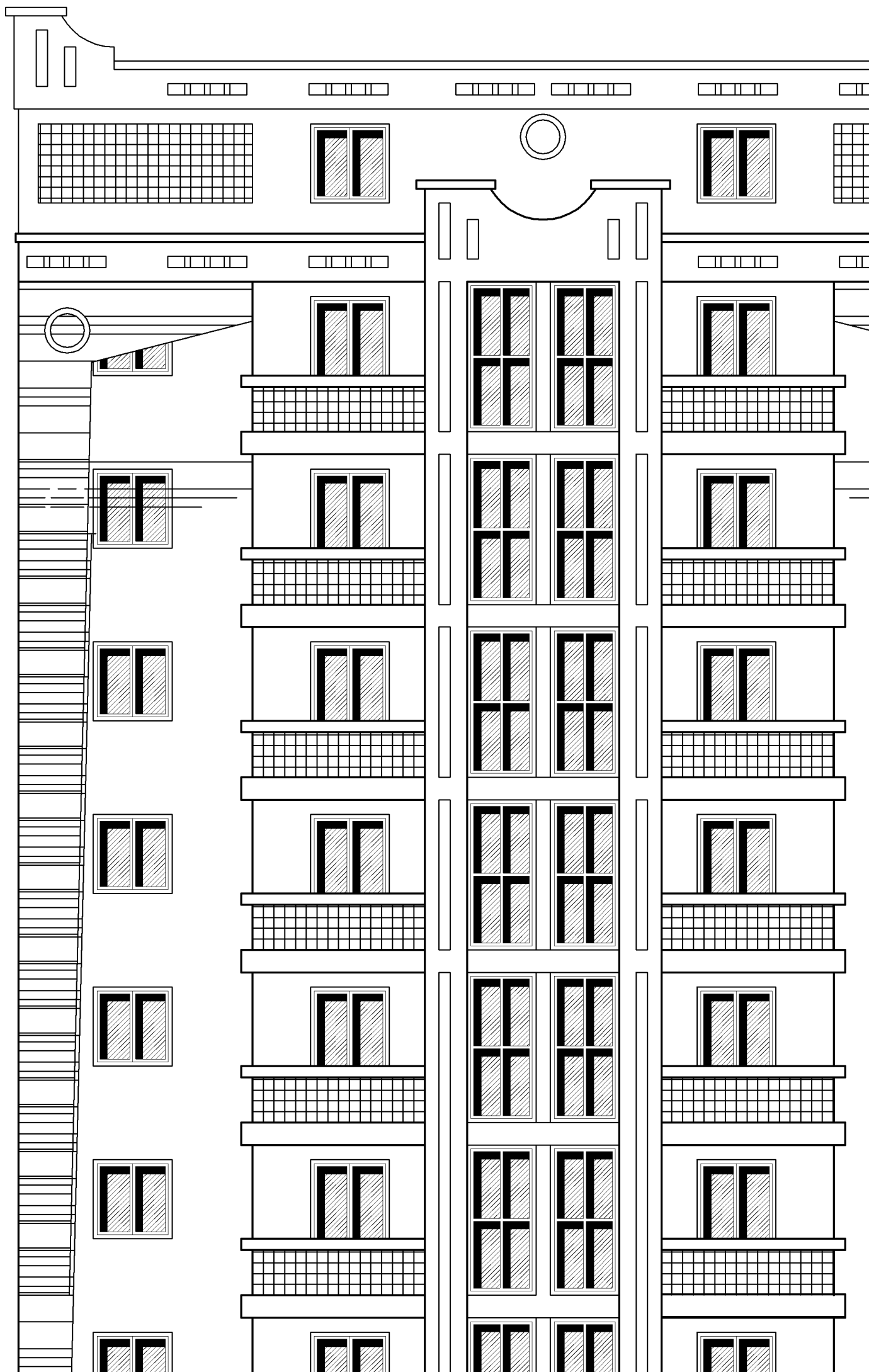
- Interaction.
- Sollicitations normales et tangentés.
- Déplacements relatifs et les effets P- Δ .

Bibliographie

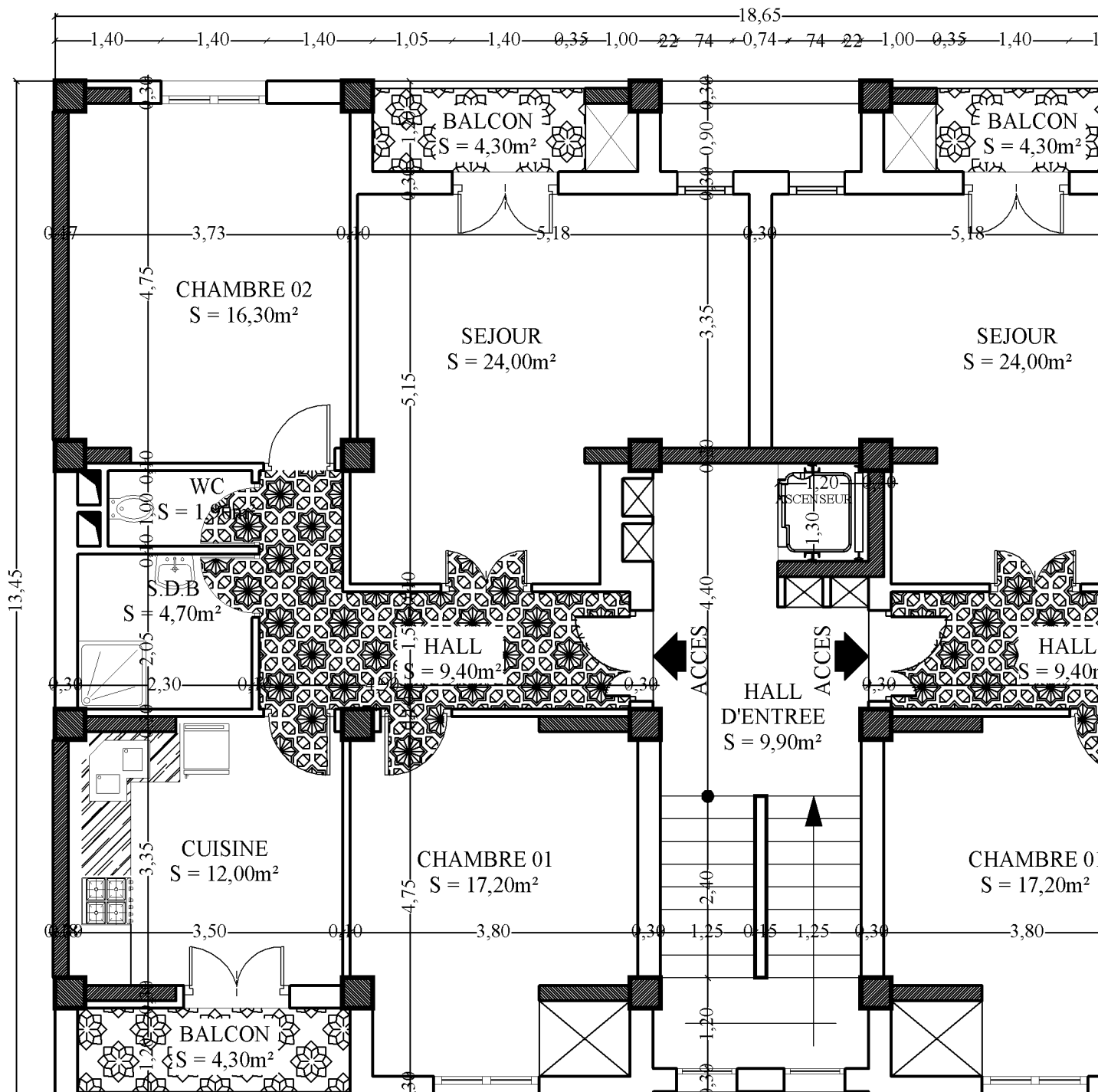
- ❖ Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- ❖ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des
- ❖ ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ❖ Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- ❖ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

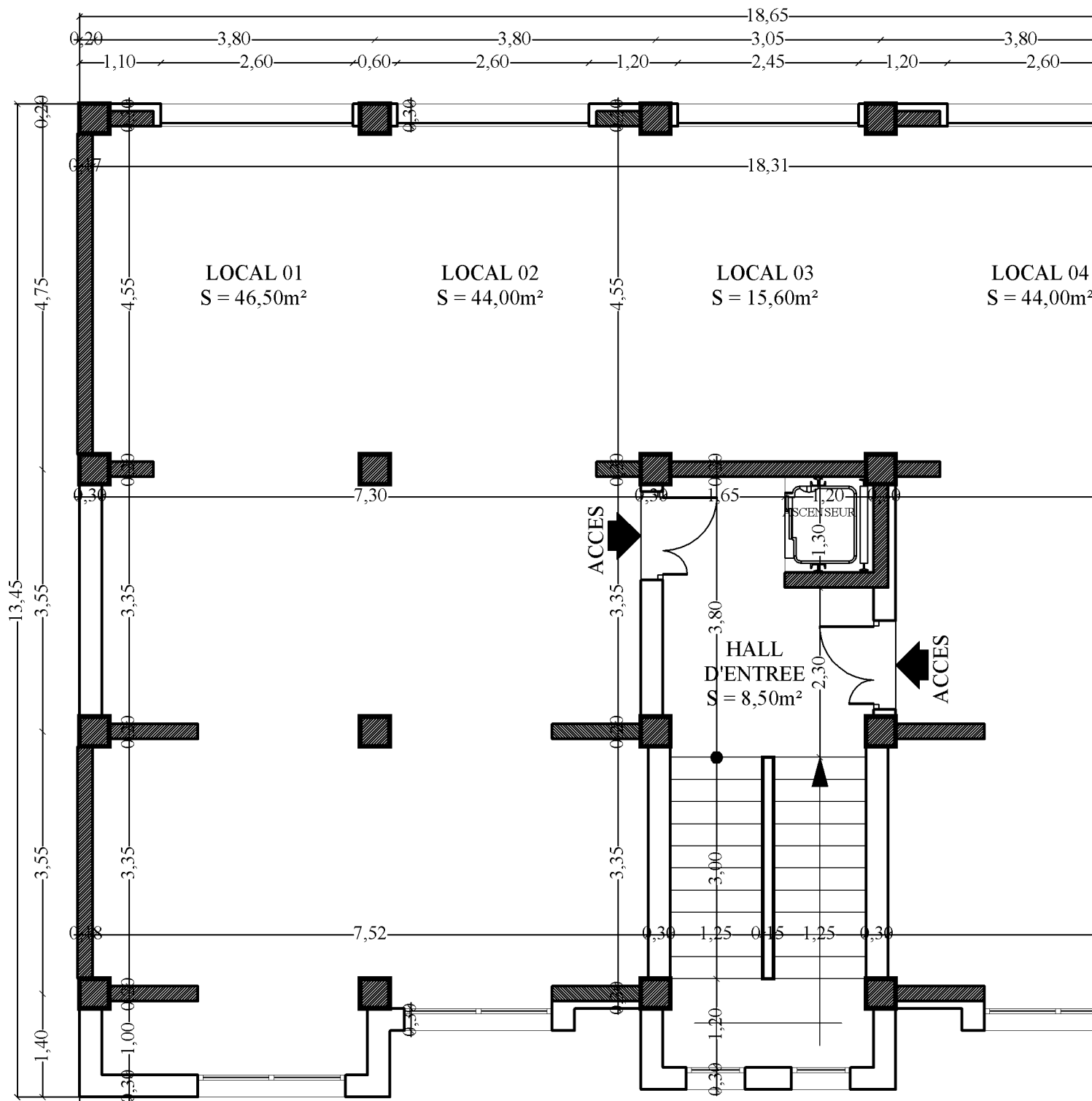


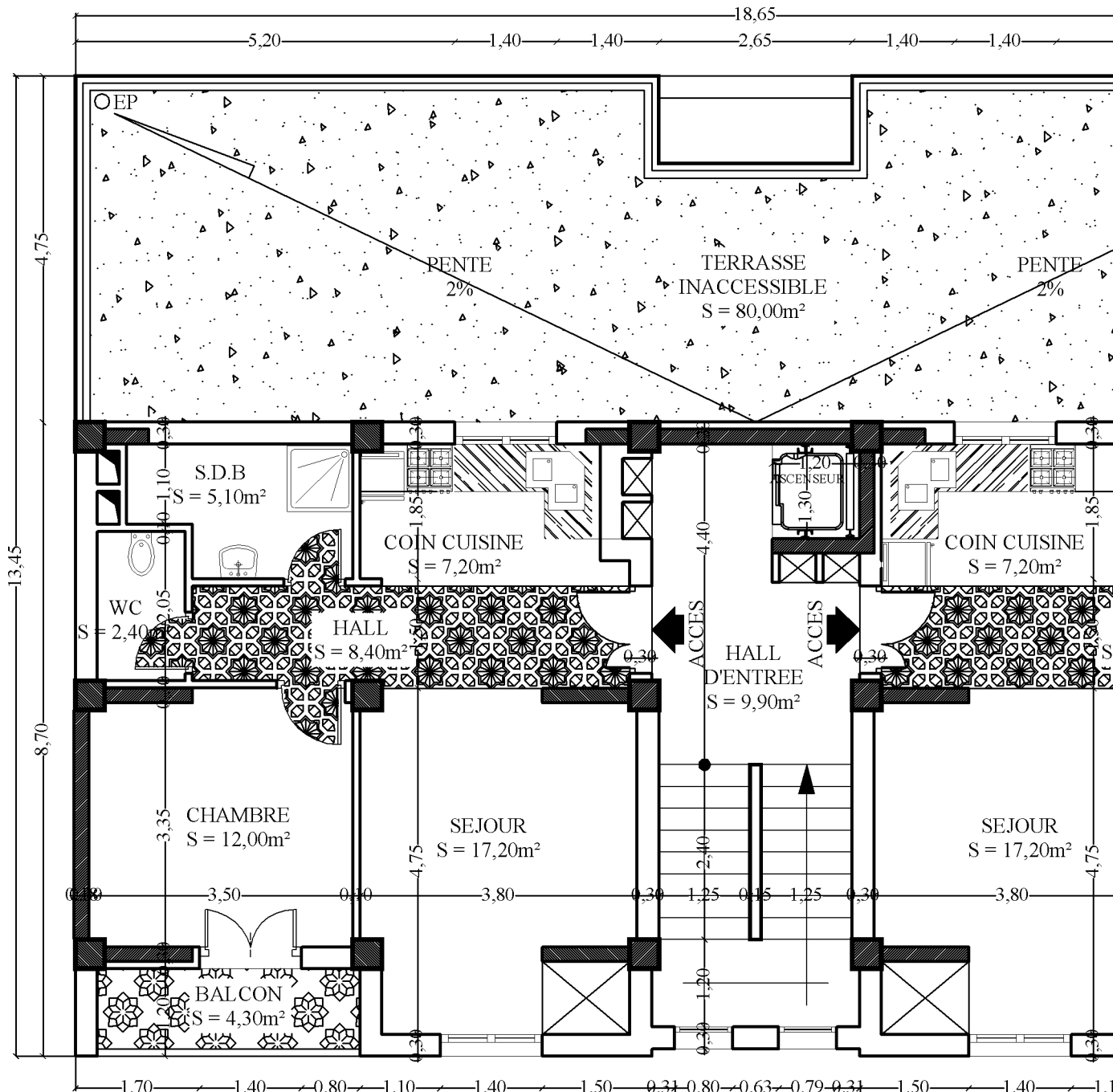


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

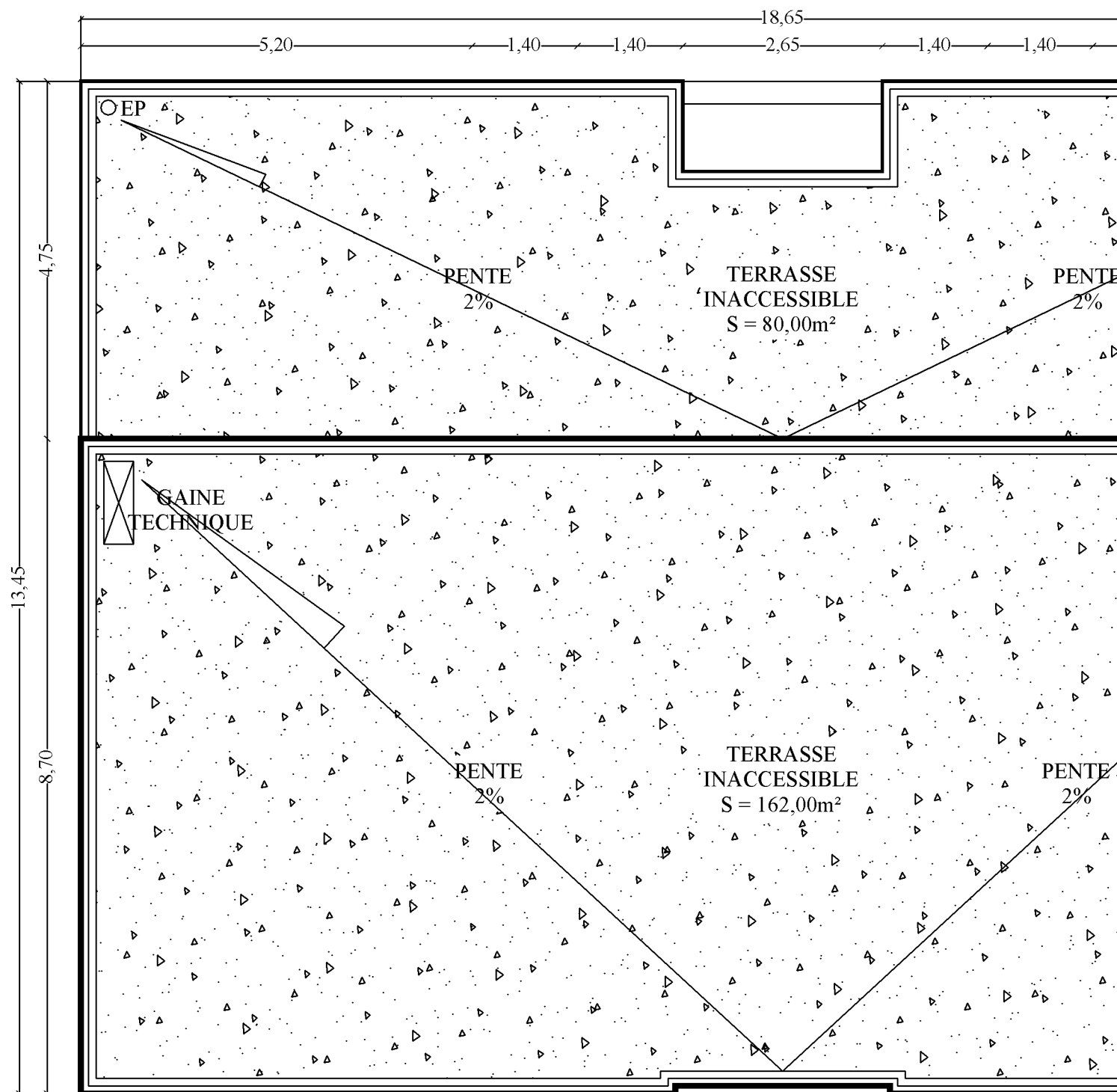


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

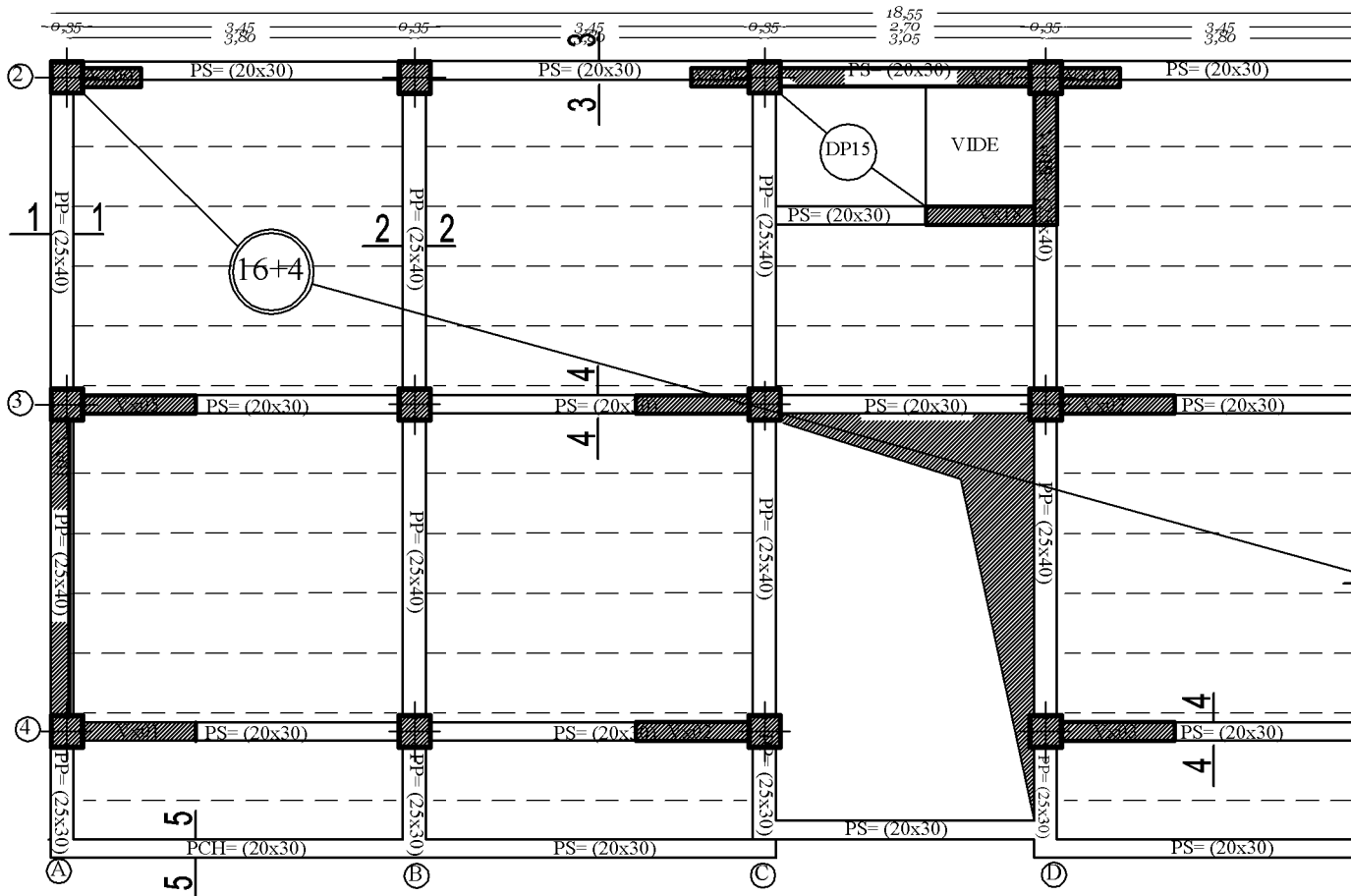




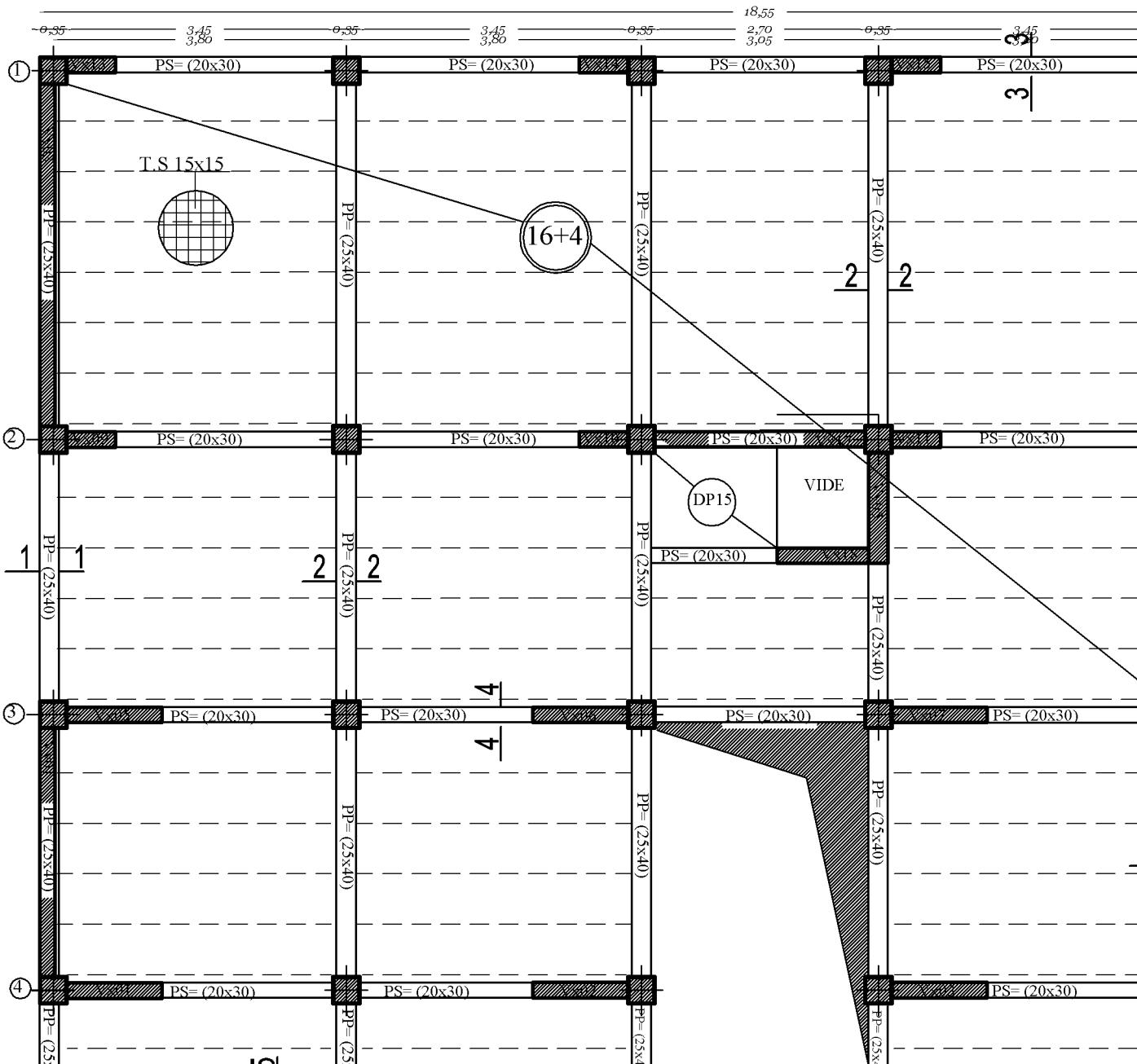
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



**COFFRAGE PLANCHER NIV : +28.39m
ECH 1/50**



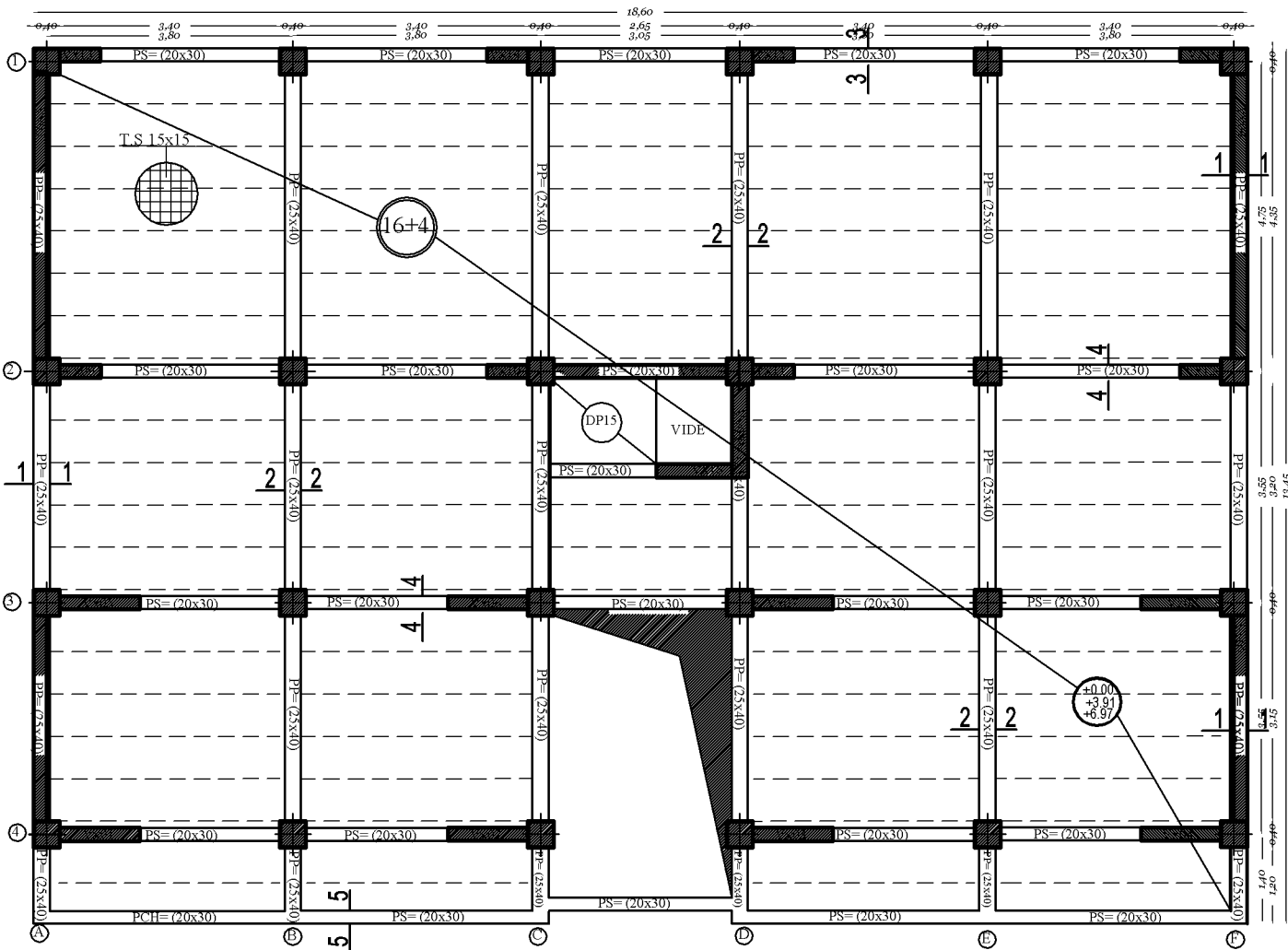
**COFFRAGE PLANCHER NIV : +0.00m & +3.91m
ECH 1/50**



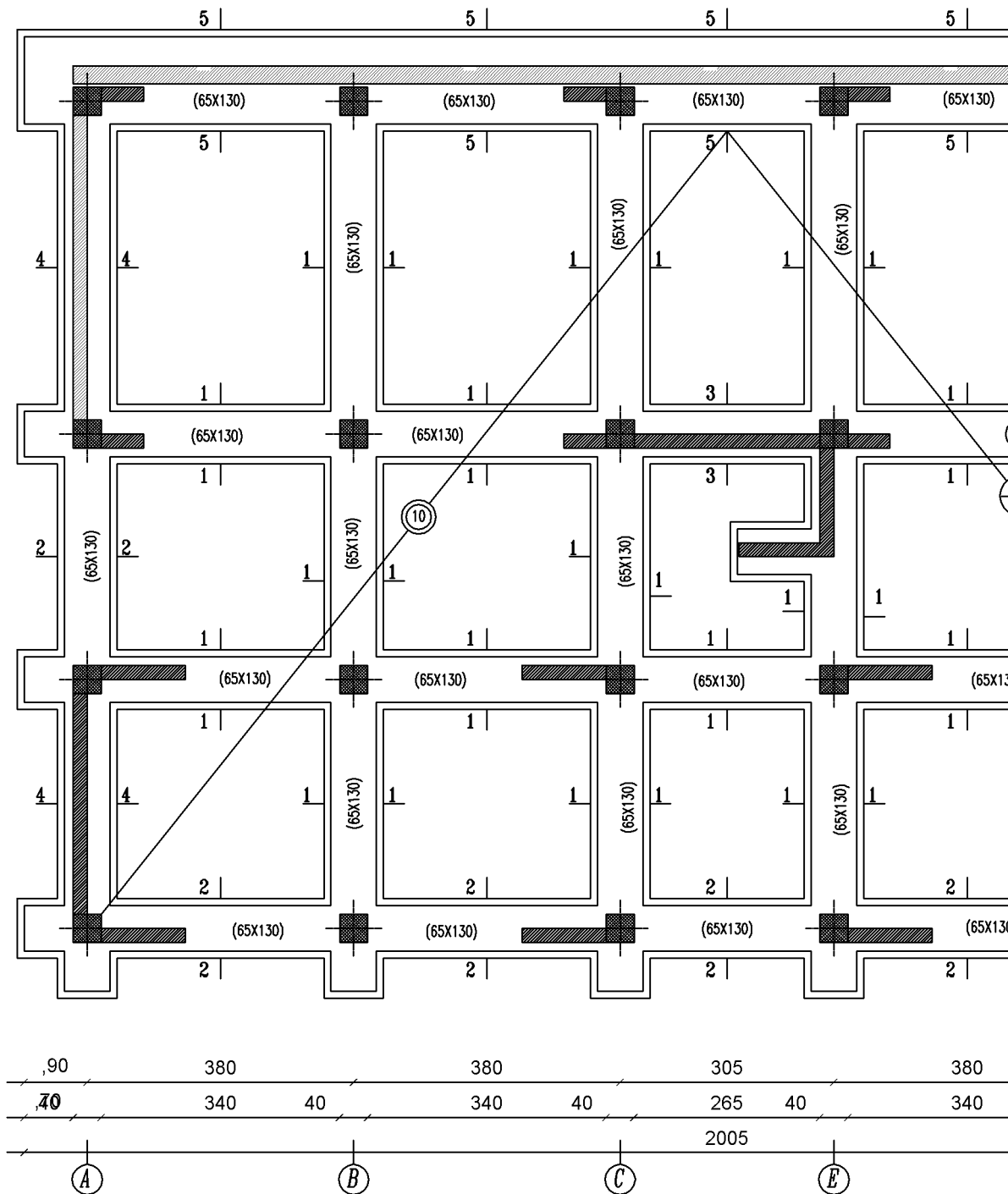
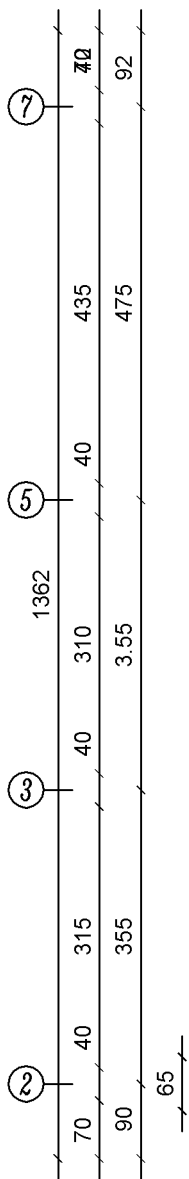
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE PLANCHER NIV : +0.00m & +3.91m & +6.97
ECH 1/50

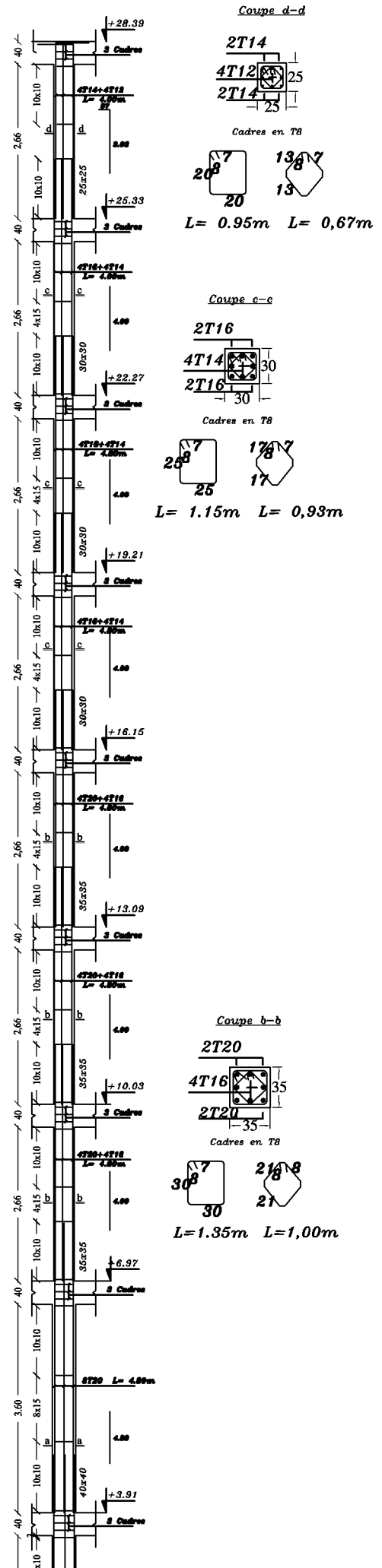
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

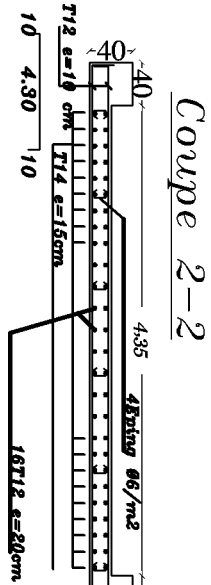


COFFRAGE DES FONDATIONS

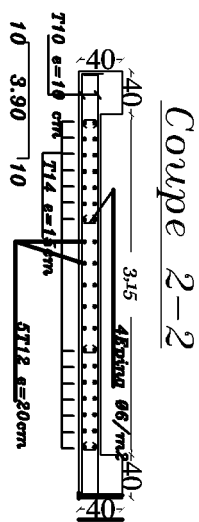


Ferrailage des Poteaux

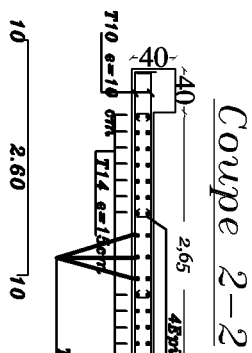




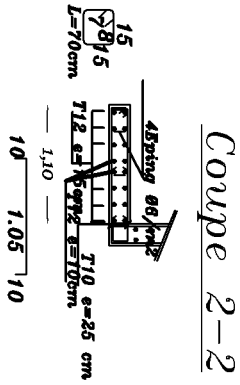
Coupe 2-2



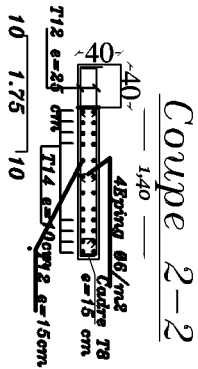
Coupe 2-2



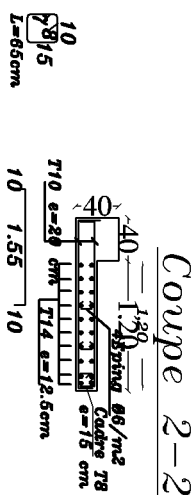
Coupe 2-2



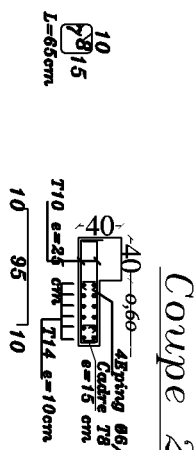
Coupe 2-2



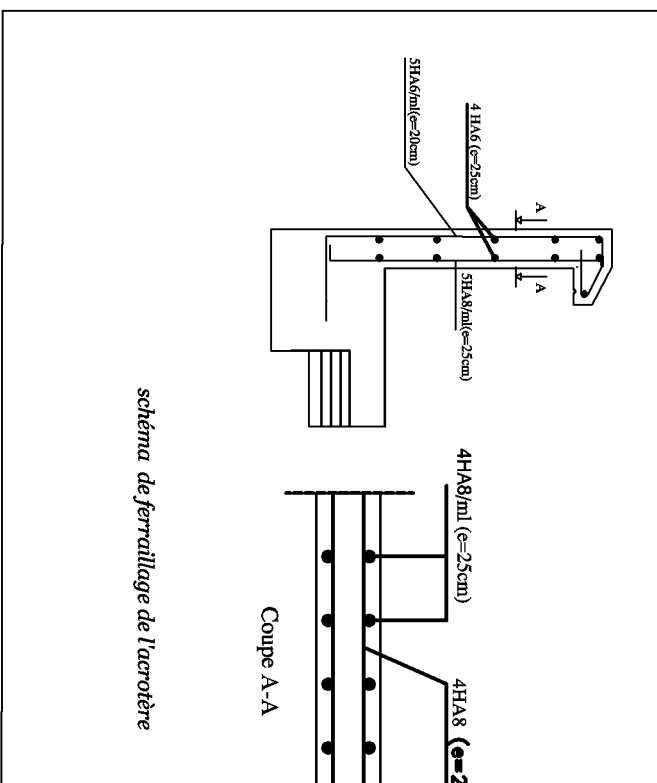
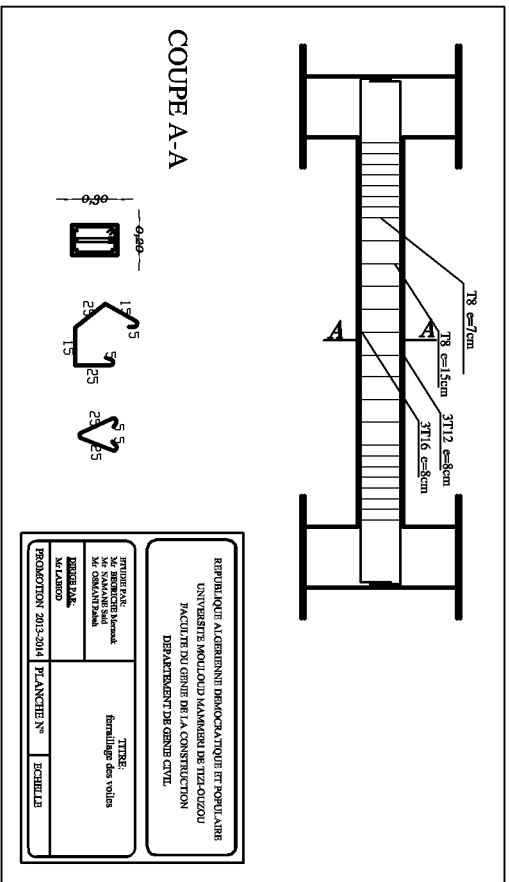
Coupe 2-2

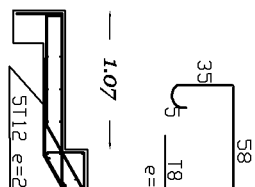
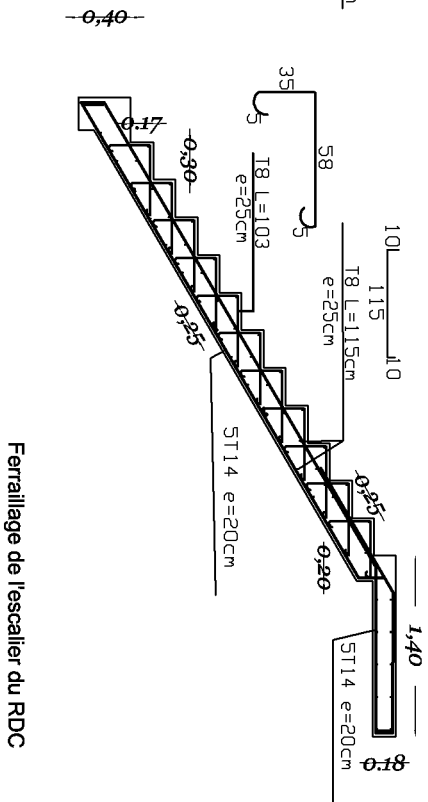
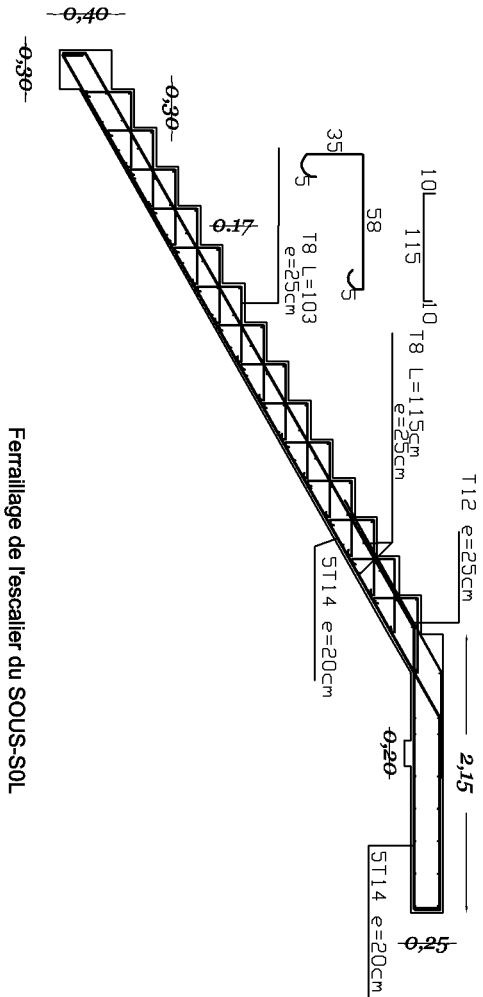


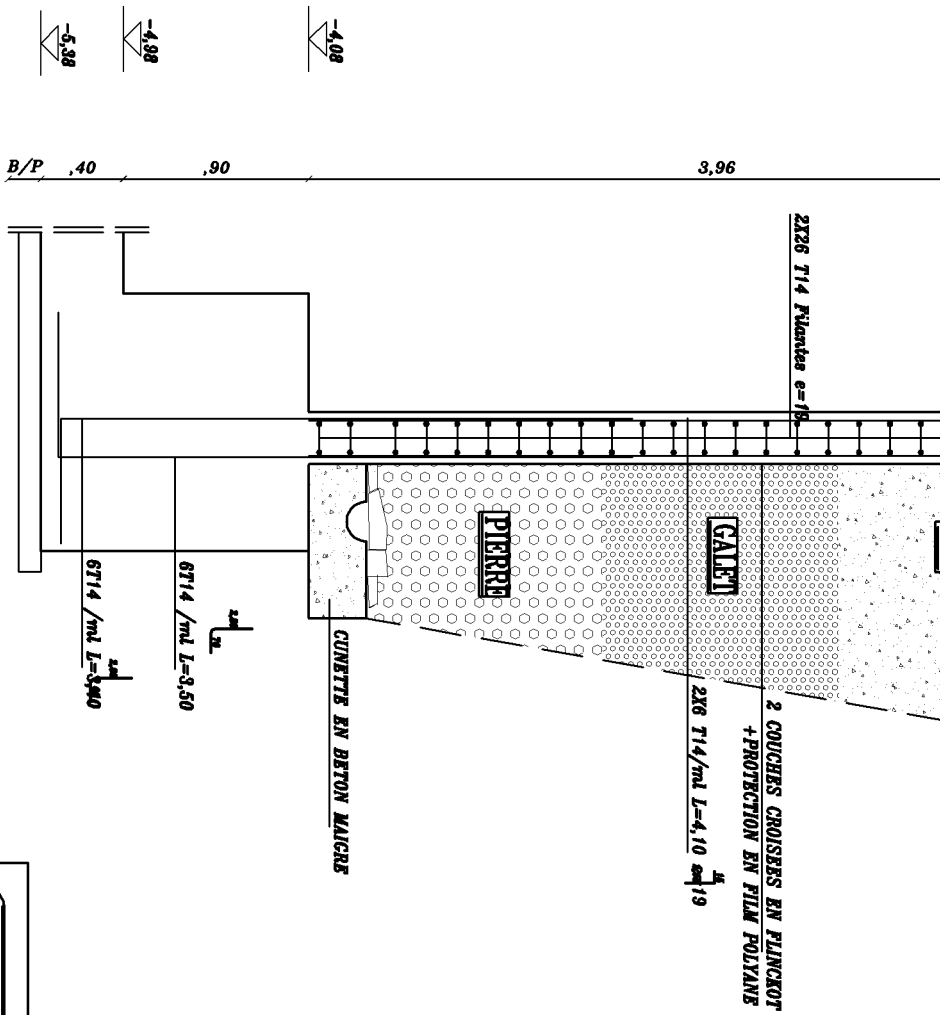
Coupe 2-2



Coupe 2-2







REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI DE T
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr. BEGRICHE Merzouk
Mr. NAMAN Saïd
Mr. OSMANI Rabah

TITRE:

COFFRAGE ET fe
DU MUR PLA

DIRIGE PAR :

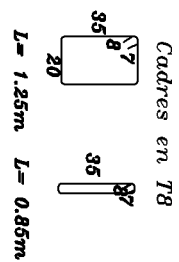
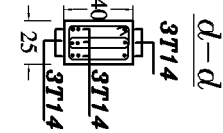
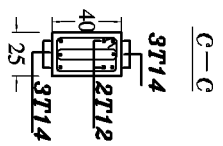
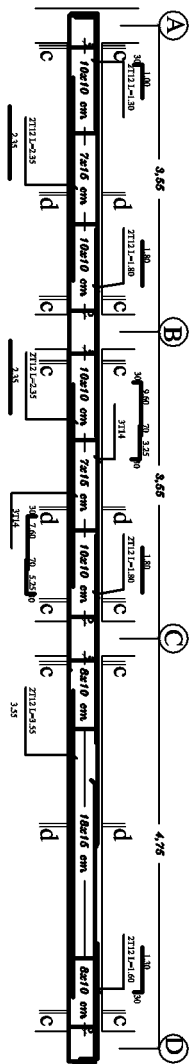
Mr. LABIOD

PROMOTION 2013-2014

PLANCHE N°

ECH

Poutres Principales files 1 et 2 Niveaux -3.06 et ±0.00



Poutres Secondaires file D tous les Niveaux

