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'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

thème

Étude d'un bâtiment (R+9) à usage D'habitation et commercial contreventé par des voiles et portiques (Avec le logiciel ETABS)

Dirigé par : M^r^ ADJRAD ARZEKI

Etudié par :
M^r^ AMRANI YAZID
M^r^ BOUDJELI OUALID

Année 2018/2019

Remerciement

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur, Mr ADJRAD pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants du département de « GENIE CIVIL ».

Ainsi qu'à ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

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

Sommaire

INTRODUCTION.....1

Chapitre I : Description Et Présentation de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage..... 1
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment..... 1
I.3. Eléments de l'ouvrage..... 1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... 3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Les Planchers.....11
II.2. Les Poutres..... 12
II.3. Les Voile..... 14
II.4. Les Poteaux.....16

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Calcul des balcons..... 30
III.2. Calcul des escaliers..... 37
III.3. Calcul de l'ascenseur..... 56
III.4. Calcul de l'acrotère..... 66
III.5. Calcul de la poutre palière..... 75
III.6. Calcul de plancher..... 85

Chapitre IV : Contreventement

IV.1. Hypothèses de calcul..... 110
IV.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques..... 112
IV.3. Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j)..... 116
IV.4. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends..... 120
IV.5. Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives..... 123
IV.6. Conclusion..... 126

Chapitre V : Modilisation

V.1. Introduction..... 127
V.2. Choix de la méthode de calcul..... 127
V.3. Modilisation..... 127

Chapitre VI : Vérification

VI.1. Vérification de l'excentricité..... 140
VI.2. Pourcentage de la participation de la masse modale..... 142
VI.3. Vérification de l'effort tranchant a la base..... 142
VI.4. Déplacement relatifs..... 151
VI.5. Vérification de l'effort P-DELTA..... 152
VI.6. Vérification des efforts normaux aux niveau des poteaux..... 154

Chapitre VII : Ferraillage des éléments structuraux

VII.1. Ferraillage des poteaux..... 156
VII.2. Ferraillage des poutres..... 168
VII.3. Ferraillage des voiles..... 179

Chapitre VIII : Fondation

VIII.1. Introduction 194
VIII.2. Dimensionnement..... 194
VIII.3. Ferraillage du débord..... 210
VIII.4. Ferraillage des nervures..... 211

Conclusion

Bibliographie

Introduction général

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – Ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

I- INTRODUCTION :

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

I-1- PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre étude va comporter sur une tour en **(R + 9)** à usage commerciale et d'habitation implantée à **AZAZGA** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un **RDC**
- Neufs **(09)** étages courants à usage d'habitation.

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

I-2- CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU BÂTIMENT :

Hauteur total……32.22 m
Longueur total……21.57 m
Largeur total…… . 13.80 m
Hauteur des étages courants……....3.06 m
Hauteur du RDC…….4.08 m
Hauteur de l'acrotère …….....0.60 m

I-3- ELÉMENTS DE L'OUVRAGE :

I-3-1- Ossature :

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

I-3-2- Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I-3-2- 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 à l'exception des balcons qui sont réaliser en dalle pleine destinée à limiter les étages et a supporter les revêtements du sol. Le plancher terrasse et inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

I-3-2-2- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I-3-3- 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

I-3-4- 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 paillasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

I-3-5- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier ……enduit 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.

I-3-6- Système de coffrage : On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et les poteaux.

I-4- CARACTÉRISTIQUE MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX :

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

I-4-1- BÉTON :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.
La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.
Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m^3** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m^3** de béton armé:

I-4-1-1- GRANULATS :

Sable propre……..380 à 450cm^3 ($D_g \leq 5$mm).
Gravier ……750 à 850 cm^3 ($D_g \leq 25$mm)
Dosage de ciment CPJ 325……..300 à 400 kg.
Eau de gâchage ……150 à 200 l.

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

I-4-1-2- RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE DU BÉTON :

on peut définir deux types de résistances.

a) Résistance caractéristique à la compression :

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté $\mathbf{fc_{28}}$, 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 $\mathbf{fc_{28} = 25\ MPa}$.

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).

$$\mathbf{fc_j} = \frac{j}{4.76+0.83j}\ \mathbf{fc_{28}} \quad pour \quad fc_{28} \leq 40\ MPa.$$

$$\mathbf{fc_j} = \frac{j}{1.40+0.95j}\ \mathbf{fc_{28}} \quad pour \quad fc_{28} > 40\ MPa.$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

A l'âge **« j »** jours notés $\mathbf{ft_j}$ donnée par la formule suivante **:**

$ft_j = 0.6+0.06\ fc_j$ *pour* $fc_j \leq 60$ MPA ***(Art / A.2.1, 12 BAEL 91)***

On prend fcj = 25 MPa

$ft_{28} = 0.6 + 0.06 \times (25)$ ⟹ $f_{t28} = 2.1$ MPa**.**

I-4-1-3- 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 **« $\mathbf{E_{ij}}$ »** est égale à :

$\mathbf{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}}$ ……pour fc28 ≤ 60 MPa. ***(Art .2.1, 22 BAEL 91).***

Pour j = 28 jours …… fc28 = 25 MPa.

Eij = 32164.195 MPa.

b) Module d'élasticité différée :

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

E_{vj} = 3700 $\sqrt[3]{fcj}$ → pour fc28 ≤ 60 MPa ***(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)***

Pour j = 28 jours → fc28 = 25 MPa → Evj = 10818.865 MPa.

I-4-1- 4- MODULE DE DÉFORMATION TRANSVERSALE DU BÉTON :

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

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

Avec : → E : module de Young.

. → ν : 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.

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

I-4-1- 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.

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

La contrainte limite à la compression notée ≪ f_{bc}≫ est par

$$fbc = \frac{0.85\,fcj}{\theta\,\gamma_b}$$ ***(BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).***

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

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

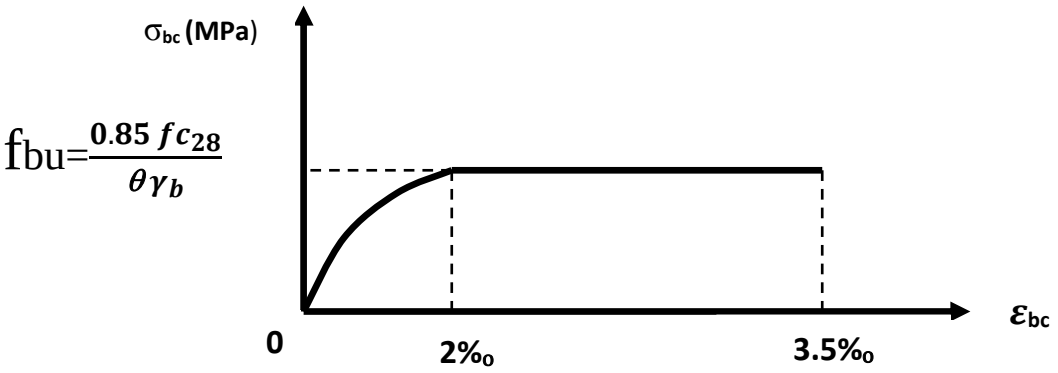
♣ θ = 1 → t ≥ 24 h.

♣ θ = 0.9 → 1h ≤ t ≤ 24h.

♣ θ = 0.85 → t≤ 1h.

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura : $$fbc = \frac{0.85\ x\ 25}{1x1.5} = 14.2\ MPa$$

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)



*D'une partie pour ε bc ≤2‰ (c'est l'état élastique).

*D'une partie 2‰≤ ε bc ≤ 3.5‰ (c'est l'état plastique).

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

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

$$\tau_u = \frac{Tu}{bo\ X\ d}$$ ***(Art A.5.1.21 BAEL 91).***

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible →τu = min$\{0.13 f_{c28}; 5\ MPa\}$
- Fissuration préjudiciable →τu = min$\{0.10 f_{c28}; 4\ MPa\}$

c) Contrainte limite de service (ELS) :

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

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$\overline{\sigma_{sol}} = 0.6\ fc_j$ ***(BAEL 91 modifiée 99 /Art A.4.5, 2)***

Avec : $\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible à ELS.

A j = 28 jours ; $= \overline{\sigma_{sol}} =$ **0.6 fc28** ⟹ $\overline{\sigma_{sol}}$ **= 15 MPa.**

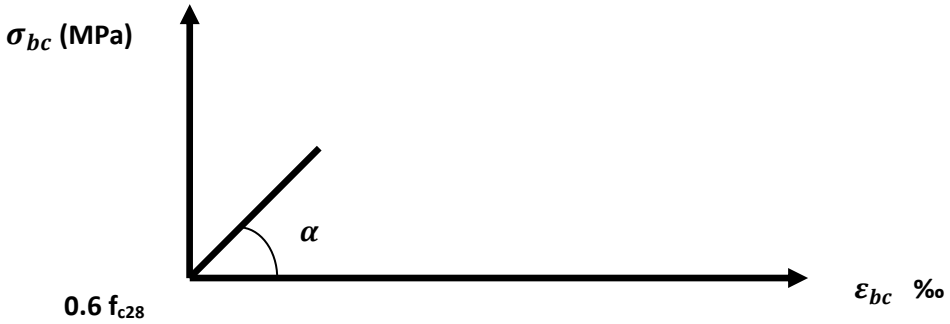


Fig.1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I-4-2- ACIERS :

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

Le ferraillage 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.**

I-4-2- 1- MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE :

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

E_S = 2x10^5 MPa ***(BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1)***.

I-4-2-2- Contrainte limite :

a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \qquad \textit{(BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3).}$$

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

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

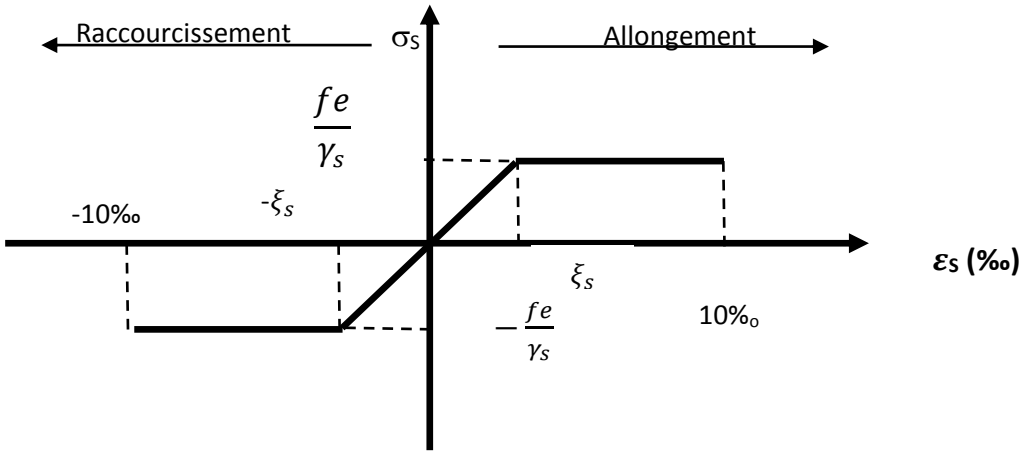


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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*
H A	Haute Adhérence FeE400	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

b) Contrainte limite de service :

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

- **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.

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{fe}{\gamma_s} \quad \textit{(BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32)}$$

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

$$\overline{\sigma_{sol}} = \min \{ (2/3\ fe, \max(0{,}5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\} \text{ (MPa)}.$$

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

η **= 1.3**…….pour les HA si $\phi \leq 6$mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\overline{\sigma_{sol}}$ = 201.63 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.

$$\overline{\sigma_{sol}} = \min \{ (1/2\ fe,\ 90\sqrt{\eta f_{tj}})\} \text{ (MPa).}$$

I-4-2-3- 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≥5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c≥3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c≥2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- **c≥1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Dans notre structure on prend un enrobage : C = 2 cm.

I-PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003.**

I-1-LES PLANCHERS :

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

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

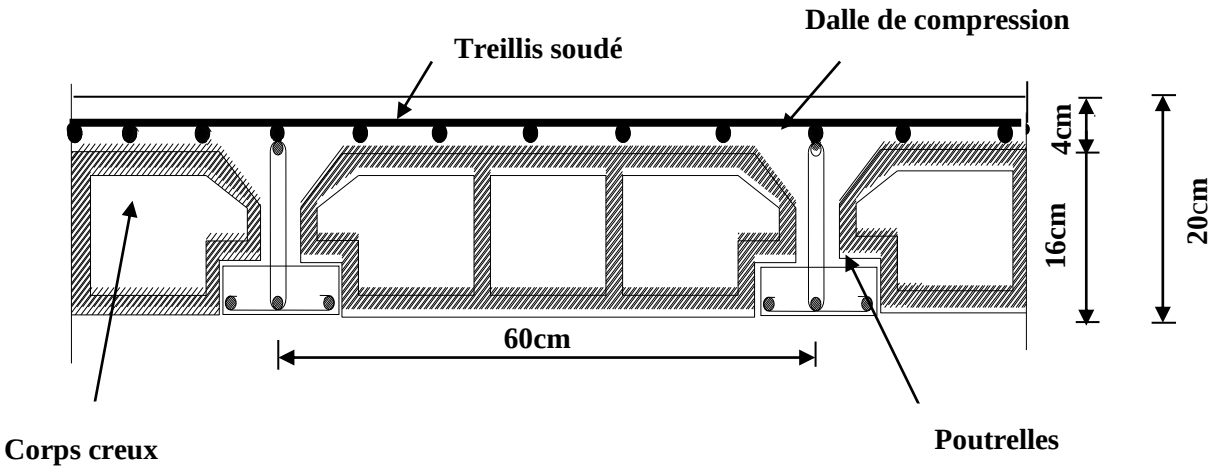


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

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

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$ **(Art B.6.8.424 BAEL91 99)**

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : L_{max} = 4.50 -0.25=4.25m

Ce qui nous donne :

h_{tp} = 425/22.5=18.88 cm.

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

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

I-2 - POUTRES :

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

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

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

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

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad bmax \leq 1.5h + b1$$

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

→Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

→Poutres secondaires qui assurent le chainage.

I-1-1-Poutres principales :

L_{max} = 470 – 25 = 445 cm

La hauteur : 445/15 ≤ht≤ 445/10

29.6≤ ht≤ 44.5 ⟹ **ht = 40 cm.**

La largeur :0.4 x 40 ≤ b ≤ 0.7x40

16≤b ≤ 28 ⟹ **b = 30 cm.**

- **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003*(Article 7.5.1) :***
  - h= 40 cm ≥ 30 cm →condition vérifiée.
  - b= 25 cm ≥ 20 cm →condition vérifiée.
  - h_t/b = 40/25= 1.6 ≤ 4 →condition vérifiée.

La section de la poutre principale **(bxht) = (30*40) cm^2.**

I-1- 2- Poutres secondaires :

L_{max} = 450 – 25 = 425 cm.

La hauteur : $\frac{Lmax}{15} \leq h_t \leq \frac{Lmax}{10}$ **ht = 35 cm.** ⟹

28.33≤h_t ≤ 42.5

La largeur :0.4ht≤ b ≤ 0.7 ht

14 ≤b ≤ 24.5 **b = 30 cm.** ⟹

Donc : la section de la poutre secondaire est **(b xh_t) = (30 * 35) cm^2.**

- **Vérification des exigences :**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm→ condition vérifiée.
  - h_t = 35 cm ≥ 30cm →condition vérifiée.
  - h_t/b = 1.6 ≤ 4 cm→condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales **: (30*40) cm^2.**

→ Poutres secondaires : **(30 *35) cm^2.**

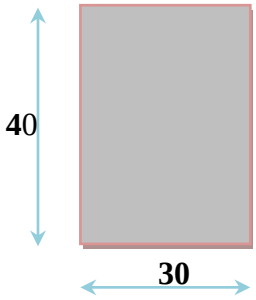


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

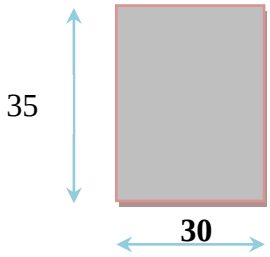


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

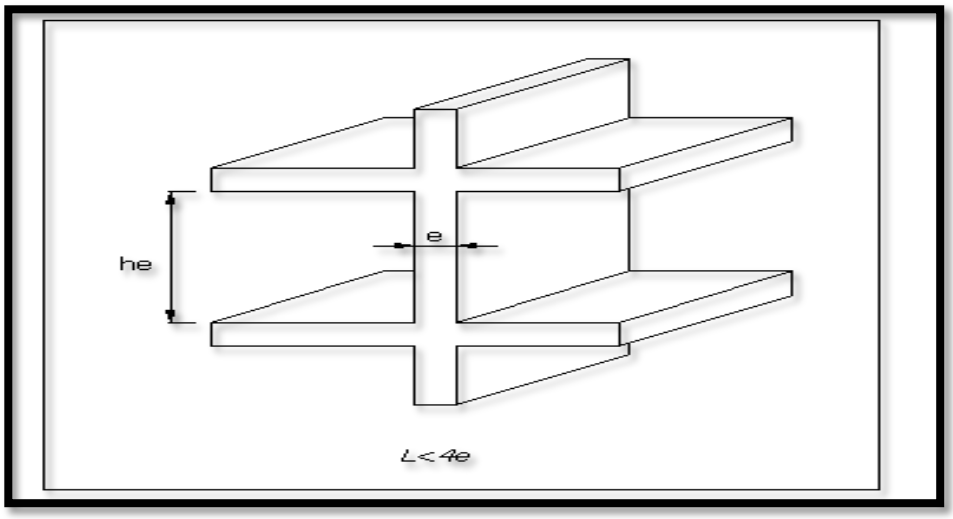
I-3 – LES VOILES :

I-3 -1- Pré dimensionnement des voiles *(Art 7.7.1 de RPA 99) :*

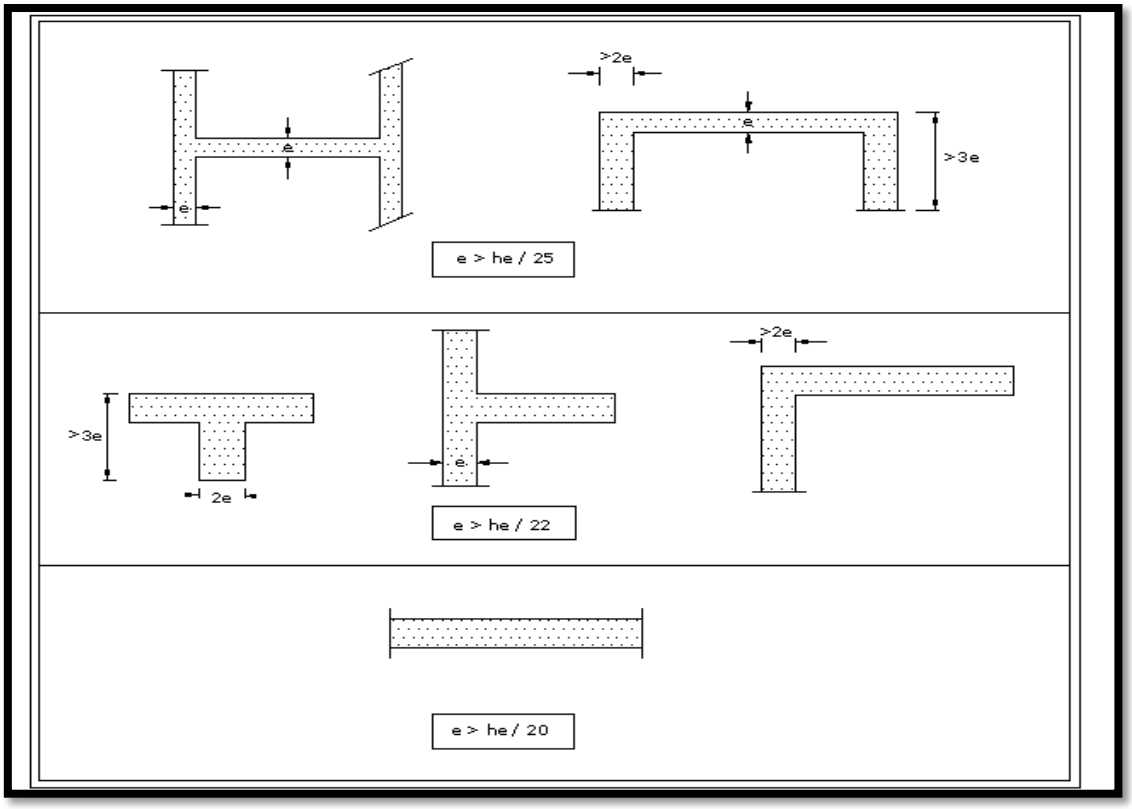
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

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

I-3 -2- <u>L'épaisseur du voile (ep)</u> : 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.**



<u>Fig. II.4</u> : Coupe de voile en élévation



<u>Fig. II.5</u> : Coupe de voile en plan

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

he= 408-40 = 368cm.

CAS 1:a ≥ he / 25 = 368/ 25 = 14.72 cm.

CAS 2:a ≥ he / 22 = 368/ 22 = 16.73 cm.

CAS 3:a ≥ he / 20 = 368 / 20 = 18.4 cm.

he: la hauteur libre max d'étage **(he = 368 cm).**

On prend: **ep = 20 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99(Art 7.7.1):**

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

$\mathbf{L_{min} \geq 4\ x\ a} \Rightarrow L_{min} \geq 4 \times 20 = 80$

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

a :épaisseur du voile.

I-4 - LES POTEAUX :

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

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{Ns}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Ns : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$\mathbf{Ns = G_{cum} + Q_{cum}}$

S :section transversale du poteau.

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

$\overline{\sigma_{sol}}$ **= 0.6 fc28 = 15 MPa.**

L'effort normal **« Ns »**sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91.**

II - DESCENTE DE CHARGES :

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

II-1-CHARGES PERMANENTES :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

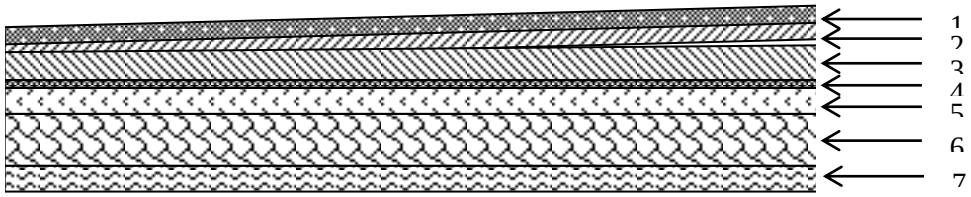


***Fig. II.6** : Coupe verticale du plancher terrasse*

Tableau II.1 :Valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m^2.

b) Plancher étage courant :

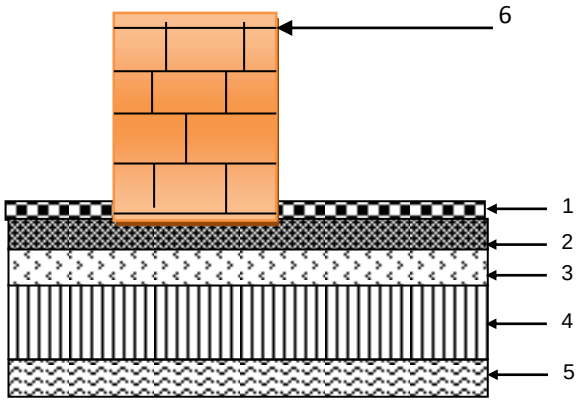


Fig. II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

c) Maçonnerie :

- **Mur extérieur :**

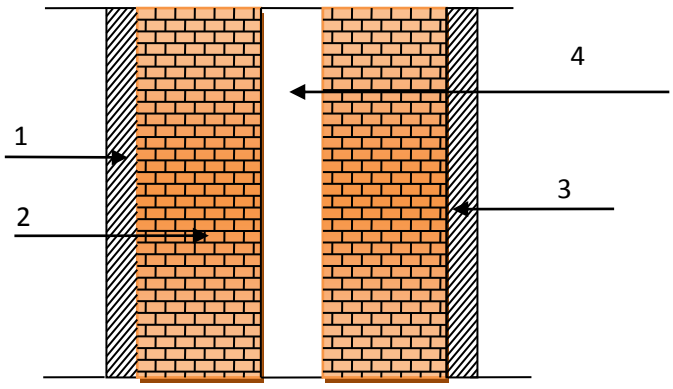


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. Lame d'aire	5	/
		Gt = 2.36

- **Mur intérieur :**

Tableau II4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m^2)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

d) Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	3	0.44
3. Couche de sable	3	0.51
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.44
		Gt = 5.58

II-2- LES SURCHARGE D'EXPLOITATION :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible→Q = 1 KN/m^2
- Plancher étage courant à usage d'habitation →Q = 1.50 KN/m^2
- Plancher à usage bureau →Q = 2.50 KN/m^2
- Plancher RDC (commercial) →Q = 3.50 KN/m^2
- Balcons → Q = 3.50 KN/m^2
- Acrotère → Q = 1.00 KN/m
- Escalier → Q = 2.50 KN/m^2

III - DESCENTE DE CHARGE :

III- 1- CHARGE ET SURCHARGE REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITÉ :

Le poteau le plus sollicité est‹‹ **A8** ››

a. Surface d'influence :

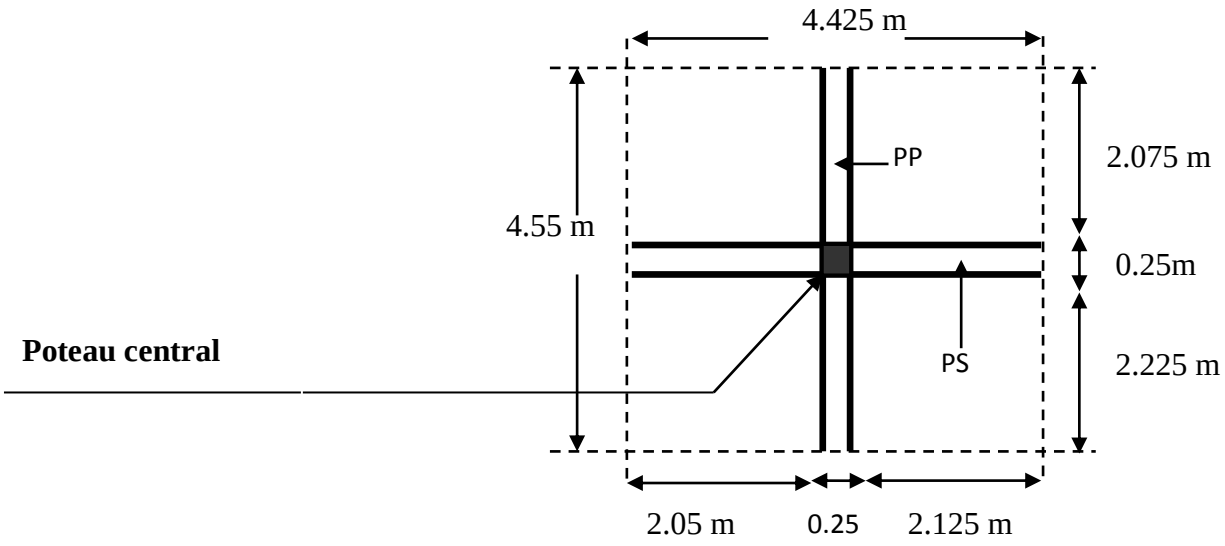


Fig. II.9: surface d'influence du poteau « A8 »

- *Section nette* **:**

S_n = (2.05 +2.125) x (2.225 +2.075)

S_n = 18.37 m^2

- *Section brute* **:**

S_b = 4.55 x4.425

S_b = 20.58 m^2**.**

b. Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : Gt = 5.84 KN/m^2.
- Plancher étage courant : Gt = 5.50 KN/m^2.
- Plancher RDC : Gt = 5.50 KN/m^2.

c. Poids revenant à chaque plancher :

Poids du plancher P = G X S.

- **Plancher terrasse :**

P = 5.84 x 18.37= 107.28 KN.

- **Plancher étage :**

P = 5.50 x 18.37 = 101.035 KN.

d. Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales** :

P = (0.30 x0.40x 4.40) x 25 = 13.2 KN.

- **Poutres secondaires** :

P = (0.25 x0.35x 4.175) x 25 = 9.13 KN.

D'où le poids totale :

P =13.2+9.13 Ce qui donne **:** **P = 22.33 KN.**

e. Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse Q = 1.00 x 20.58 = 20.58 KN.
- Plancher étage courant Q= 1.50 x 20.58 = 30.87KN.
- Plancher RDC Q = 3.50 x 20.58 = 72.03KN.

f. Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du **RPA** préconisé pour la zone **IIa** à savoir (25×25) cm^2:

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

- Poids de poteaux d'étage courant :

G = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 KN.

- Poids de poteau du RDC :

G = 0.25 x 0.25 x 4.08 x 25 = 6.375 KN.

III -2- LOI DE DÉGRESSION DE CHARGE :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \qquad \text{; Pour n} \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à 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.

$\Sigma_0 = Q_0$

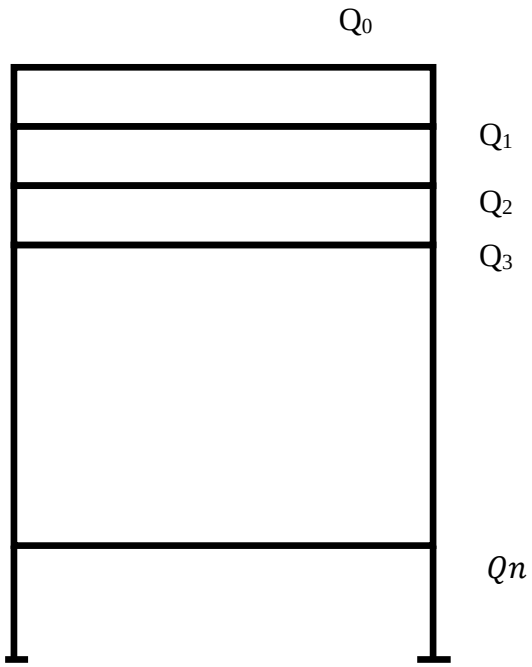
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

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

$\Sigma_3 = Q_0 + 090\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

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

$n \geq 5$



III -3 - COEFFICIENTS DE DÉGRESSION DES SURCHARGES :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67

Les surcharges cumulées :

Niveau 09 : Q_0=20.58 KN.

Niveau 08 : $Q_1=Q_0+Q_1$= 51.45 KN.

Niveau 07 : $Q_2=Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$= 79.233KN.

Niveau 06 : $Q_3= Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$= 103.93KN.

Niveau 05 : $Q_4= Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$= 125.538KN.

Niveau 04 : $Q_5= Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$= 144.06KN.

Niveau 03 : $Q_6= Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$= 159.495KN.

Niveau 02 : $Q_7= Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$= 174.004KN.

Niveau 01 : $Q_8= Q_0+0.69\ (8Q_1)$= 20.58+0.69 (8x30.87)= 190.98KN.

Niveau RDC : $Q_{RDC}= Q_0+0.67\ (8Q_1+Q_9)$=20.58+0.67 (8x30.87+72.03)= 234.30KN.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ \text{cm} \Rightarrow \text{en zone IIa.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge.

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G Totale	G cumulé	Q_i	Q_{cum}		Section trouvée	Section adoptée
9	107.28	22.33	/	129.61	129.61	20.58	20.58	150.19	100.126	**35x35**
8	101.035	22.33	4.78	128.145	257.755	30.87	51.45	309.205	206.136	**35x35**
7	101.035	22.33	4.78	128.145	385.9	30.87	82.32	468.22	312.146	**35x35**
6	101.035	22.33	4.78	128.145	514.045	30.87	113.19	627.235	418.156	**40x40**
5	101.035	22.33	4.78	128.145	642.19	30.87	144.06	786.25	524.166	**40x40**
4	101.035	22.33	4.78	128.145	770.335	30.87	174.93	945.265	630.176	**40x40**
3	101.035	22.33	4.78	128.145	898.48	30.87	205.8	1104.28	736.186	**40x40**
2	101.035	22.33	4.78	128.145	1026.625	30.87	236.67	1263.295	842.196	**45x45**
1	101.035	22.33	4.78	128.145	1154.77	30.87	267.54	1422.31	948.206	**45x45**
RDC	101.035	22.33	6.375	129.74	1284.51	72.03	339.57	1624.08	1082.72	**45x45**

VÉRIFICATION RELATIVE AUX COFFRAGES :

(RPA 99 VERSION 2003 / ART 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs**(he)** en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Min(b,h) \geq 25cm. \\ Min(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{cases}$$

Avec :h_e : est la hauteur libre du poteau.

- ✓ ***Poteau (35x35)***

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 35 \geq 25\ cm \\ Min\,(b,h) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3\ cm \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{cases}$$

- ✓ ***Poteau (40x40)***

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 40 \geq 25 \\ Min\,(b,h) = 40 \geq 15.3\ cm \\ 1/4 < 1 < 4 \end{cases}$$

- ✓ ***Poteau (45x45)***

$$\begin{cases} Min\,(b,h) = 45 \geq 25\ cm. \\ Min\,(b,h) = 45 \geq 20.4\ cm \\ 1/4 < 1 < 4 \end{cases}$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003.**

Note :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandes de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Eviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

Lorsque une pièce élancée **(poteau)** est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

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

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

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau **($l_f = 0.7\ l_0$).**

L_0=h_e=Longueur libre du poteau.

i: Rayon de giration **($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)**

I: Momentd'inertie du poteau :**$I = b^4/12$**

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12}\,0.7 l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12}\,\frac{l_0}{b}$$

$$\boldsymbol{\lambda = 2.42\,\frac{l_0}{b}}$$

→ Poteau (35 x 35)……..λ = 2.42 x 3.06/ 0.35= 21.16< 50

→ Poteau (40 x 40)……..λ = 2.42 x 3.06 / 0.40=18.51< 50

→ Poteau (45 x45)……...λ = 2.42 x 3.06/ 0.45 = 16.45< 50

→ Poteau RDC (45 x 45)……λ = 2.42 x 4.08 / 0.45 = 21.94< 50

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

1-DALLES PLEINES DE TYPE CONSOLE (PORTE A FAUX):

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale **« Q »** due à la main courante qui engendre un moment **« M_Q »** dans la section d'encastrement.

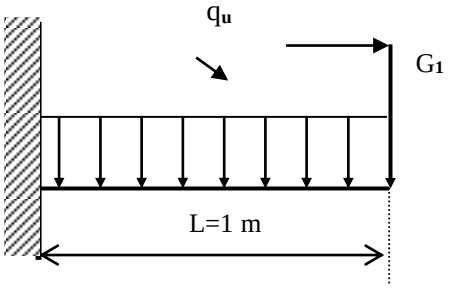
Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

I - PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE :

Largeur : 1,00m

$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.00}{10} = 0.1m$ Avec L : largeur du balcon.

On adopte **ep = 15cm**



I-1- SCHÉMA STATIQUE DE CALCUL:

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

I-2- DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

I -2- 1- Charges permanentes :

N°	*Elément*	*Masse volumique*	*Epaisseur*	*Poids (KN /m²)*
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Sable	17	0.03	0.51
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	20	0.02	0.44
G_{total}	**5.58 KN / m²**			

I-2- 2- Garde de corps :

G_2 = poids de l'enduit ciment x 2 +poids de la brique creuse
Enduit ciment : 0.44 x 2 = 0.88 KN/m^2
Maçonnerie : 0.9 KN/ m^2

G_2 = 1.78 KN/m^2

I-2- 3- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle : Q_d = 3.5 KN/m

Charge horizontale due à la main courante : q_1 = 1 KN/m^2

II - CALCUL À L'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

II -1- COMBINAISON DE CHARGES :

Dalle pleine :

Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q
Q_{u1} = 1,35(5.58) + 1,5(3,5) = 12.78 KN/ml

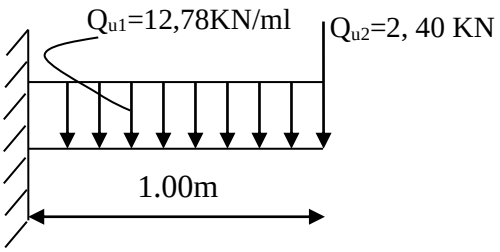
Garde corps :

Q_{u2} = 1,35 G_2
Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 x 1.78 = 2.40 KN/ml

II -2- LE MOMENT PROVOQUÉ PAR LA CHARGE Q_u:

$$M_u = -Q_{u1}\frac{L^2}{2} - Q_{u2}xL$$

$$M_u = -\frac{12.78x1{,}00^2}{2} - 1{,}00x2{,}40 = -8.79KN.m$$



Le signe moins **(-)** désigne que la fibre supérieur est tendue.

II -3- EFFORT TRANCHANT :

$$V_u = -Q_{u1}xL - Q_{u2}$$

$$V_u = -12.87x1{,}00 - 2.40 = -15.27KN$$

III- CALCUL DE FERRAILLAGE :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

III-1- ARMATURES PRINCIPALES :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.79x1000}{100x13^2 x14,2} = 0,036$$

$$\mu_b = 0,036 \prec \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$Ast = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.79x1000}{0,982x13x348} = 1.98cm^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement S_t= 100/4 = 25cm.

III-2- ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

$$A_r = \frac{Ast}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25cm$.

IV- VÉRIFICATIONS À L'ELU :

IV-1- CONDITION DE NON FRAGILITÉ : *(ART-A-4-2-1/BAEL91)*

$$A_{\min} = 0,23xbxdx\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23x100x13x\frac{2,1}{400} = 1.57cm^2$$

Donc : $Ast = 3.14cm^2 \succ A_{\min} = 1.57cm^2 \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

IV-2- VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : *(ART- A-5-2-1)*

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28}; 4MPa\}$ = 3.75 MPa «Fissuration préjudiciable».

$$\tau_u = \frac{15.27.10^3}{1000x130} = 0,12MPa \leq \bar{\tau} = 3,75MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

IV- 3- INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

. (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\overline{V}_u = 0{,}4 f_{c28}.0{,}9\frac{db}{\gamma_s} = 0{,}4x25.10^3 x0{,}9x\frac{0{,}13x1}{1{,}15} = 1017.39KN$$

$$V_u = 15.27KN \le \overline{V}_u = 1017.39KN \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée.}$$

IV- 4- VÉRIFICATION DE L'ADHÉRENCE ET DE L'ENTRAINEMENT DES BARRES : (*ART- 4-2-1 /BAEL91)*

$$\tau_{se} \le \overline{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1{,}5x2{,}1 = 3{,}15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d\sum U_i} = \frac{15.27.10^3}{0{,}9x130x125{,}60} = 1.04MPa$$

Avec : $\sum U_i = 4x3{,}14x1{,}00 = 12.56\,\text{cm}$

$\tau_{se} = 1.04MPa \le \overline{\tau}_{se} = 3{,}15MPa \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

Il n'ya aucun risque d'entrainement des barres.

IV- 5- ANCRAGE DES BARRES AUX APPUIS :

$$\tau_{se} = 0{,}6\psi_S{}^2 f_{t28} = 2{,}835MPa$$

$$L_s = \frac{\phi.f_e}{4\tau_{se}} = 35.27cm \succ S_t = 25cm \Rightarrow$$ On prévoit des crochets.

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0{,}4L_S = 14.11cm$$

IV- 6- ESPACEMENT DES BARRES :

Armatures principales :

$$S_t \le \min\{3h; 33cm\} = 33cm$$

$S_t = 25cm \le 33cm \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

Armatures de répartitions :

$$S_t \le \min\{4h; 45cm\} = 45cm$$

$S_t = 25cm \le 45cm \quad \Rightarrow \quad$ *Condition vérifiée.*

V - CALCUL À L'ELS :

V- 1- COMBINAISON DE CHARGE :

$Q_{S1} = G_1 + Q_1 = 5.58 + 3{,}5 = 9.08 KN/ml$

$Q_{S2} = G_2 = 1{,}78 KN/ml$

V- 1- CALCUL DES MOMENTS :

$M_S = M_{Qs1} + M_{Qs2}$

$M_s = Q_{s1}\frac{L^2}{2} + Q_{s2} xL$ 8900 2443 $\frac{dy}{dx}$

$M_s = 9.08\frac{1^2}{2} + 1.78x1$

$M_S = 6.32$ KN.m

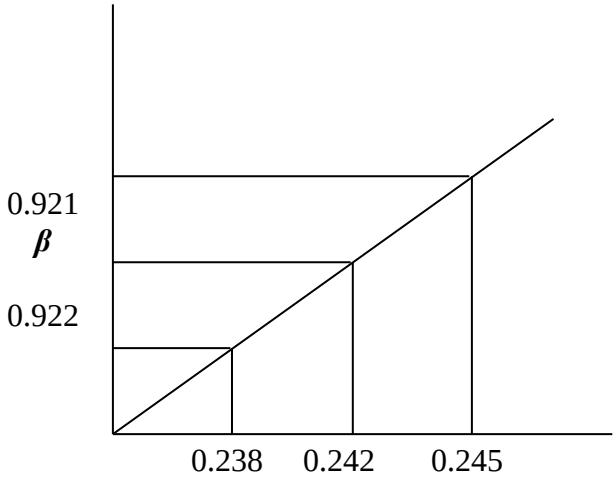
V- 1- VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :

- **Acier :**

$\sigma_{st} \le \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 201{,}63 MPa$

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

$\rho_1 = \frac{A_{st} x100}{bxd} = \frac{3.14x100}{100x13} = 0{,}242$



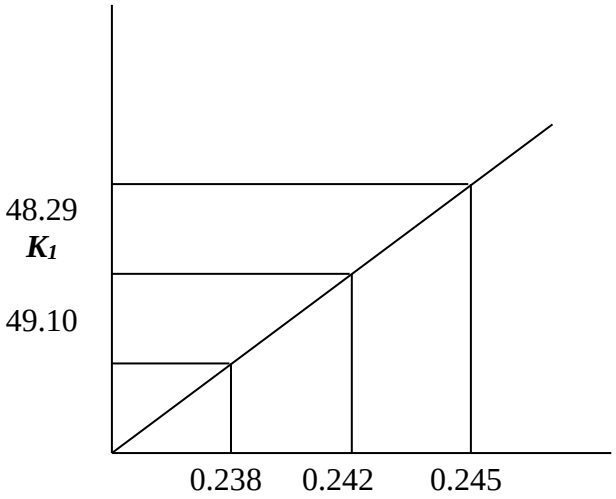
Calcul β

$\frac{\beta - 0.922}{0.921 - 0.922} = \frac{0.242 - 0.238}{0.245 - 0.238}$

$\beta = 0.921$

$\sigma_{st} = \frac{6.32x10^3}{0{,}921x13x3.14} = 168.11 MPa$

$\sigma_{st} \le \overline{\sigma}_{st}$ $\Rightarrow$ *Condition vérifiée.*



- **Béton :**

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Calcul de K_1:

$$\frac{K_1 - 49.10}{48.29 - 49.10} = \frac{0.242 - 0.238}{0.245 - 0.238}$$

$$K_1 = 48.64$$

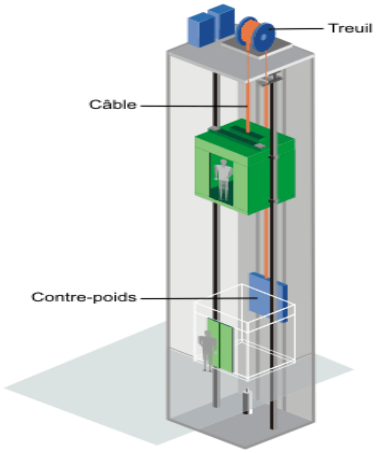
$$\sigma_{bc} = \frac{168.11}{48.64} = 3.46MPa$$

D'où : $\sigma_{bc} = 3.46MPa \le \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

3- SALE MACHINE :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.



L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

I.Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

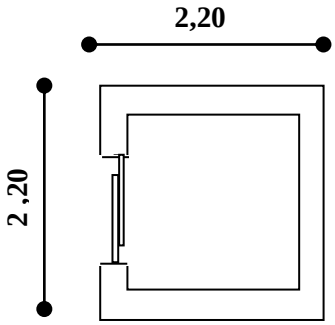
- **Les caractéristiques**

Vitesse de levage: V= 1,6 m /s.

Charge due à la salle de machine: Pm =20KN

Charge due au poids propre de l'ascenseur: Dm = 53 KN

Poids maximal levé par l'ascenseur (charge nominale) est de 700 Kg



- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

  1)- Dalle de salle machine (locale).

  2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

La surface de la cabine S = (2,2 x 2,2) = 4,84 m²

La hauteur de la cabine est de 2,06m

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est :

$G = P_m + D_m + P_{personnes}$

G = 20+53+7= 80 KN.

La surcharge d'exploitation Q=1 KN/ml

I-1) Calcul de la dalle pleine :

a) Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7{,}33$ cm

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_0 \geq 12$cm; on prend : **h_0 = 15cm.**

La dalle repose sur son contour (4 appuis), soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), dite surface d'impact située au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de ***PIGEAUD*** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

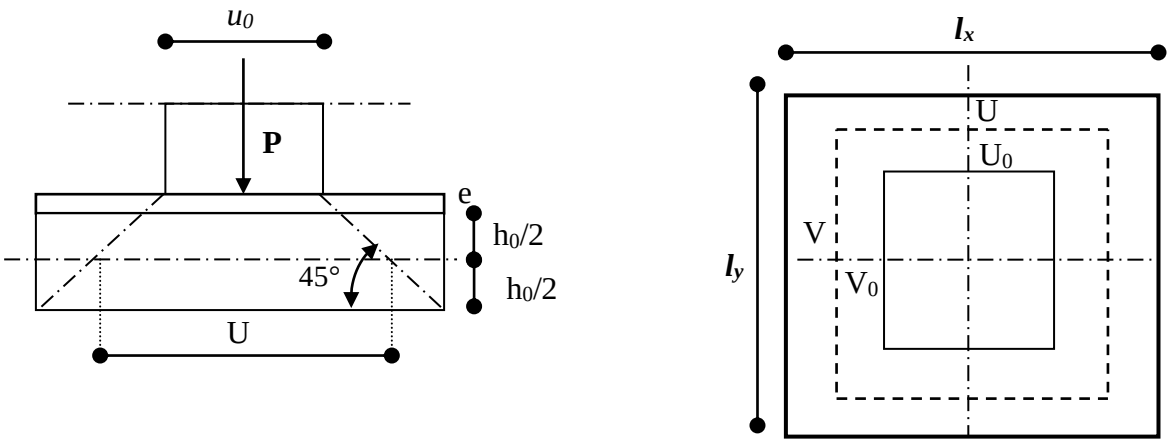


Figure III.3.1:Caractéristique géométrique de la dale pleine de la salle machine

On a : $U = U_0 + 2\zeta e + h_0$

$V = V_0 + 2\zeta e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5 cm).

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, il est pris égal à 1).

$U_0 = V_0 = 80$ cm (surface de contacte)

$U = 80 + 2\times 1 \times 5 + 15 = 105$ cm

$V = 80 + 2\times 1 \times 5 + 15 = 105$ cm

b) Fonctionnement de la dalle:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2{,}2}{2{,}2} = 1 > 0{,}4$$

La dalle travaille dans les 02 sens.

c) Evaluation du moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnes par les formules suivantes:

$M_{X1} = q\times (M_1 + \nu M_2)$

$M_{Y1} = q\times (\nu M_1 + M_2)$

Avec :

υ: coefficient de poisson (υ=0 à l'E.L.U et 0,2 à l'E.L.S)

M_1; M_2: Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$ (dans les abaques de PIGEAUD).

c-1) Détermination de M_1 et M_2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{2,2} = 1$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{220} = 0,48$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,48$$

En se référant au tableau de PIGEAU, on trouve (par interpolation) :

$M_1 = M_2 = 0,0939$

- ***Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1}du système de levage à l'ELU :***

$M_{x1}=q \times M_1$

$M_{y1}=q \times M_2$

Avec q= 1,35× Q = 1,35 × 80 = 108 KN/ml

$M_{x1}=108 \times 0,0939 = 10,14$ KN.m

$M_{y1}=108 \times 0,0939= 10,14$ KN.m

- ***Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :***

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur ; ils sont donnés par les formules

$M_{x2} = \mu_x\, q_u\, (l_x)^2$

$M_{y2} = \mu_y\, M_{x2}$

$\rho = 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les 02 sens

Du tableau :

$\mu_x = 0{,}0368$; $\mu_y = 1{,}000$

$q_u = 1{,}35G+1{,}5Q$

avec :

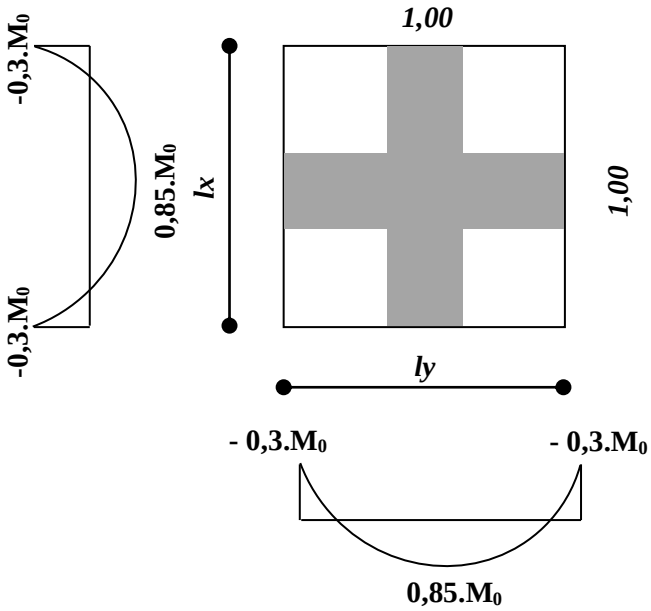
$G = 25\times 0{,}15 = 3{,}75\ KN/m^2$

$Q = 1\ KN/m^2$

$q_u = 1{,}35 \times 3{,}75 + 1{,}5 \times 1 = 6{,}56\ KN/m^2$

$M_{x2} = 0{,}0368 \times 6{,}56\ (2{,}2)^2 = 1{,}17$ KN.m

$M_{y2} = 1{,}000\times 0{,}782 = 1{,}17$ KN.m



$\frac{M_{X2}}{M_{Y2}} = 1 > 0{,}25 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

e) Superposition des moments:

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10{,}14 + 1{,}17 = 11{,}31$KN.m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10{,}14 + 1{,}17 = 11{,}31$KN.m

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

❖ **Les moments en travée :**

$M_x^t = 0{,}85.M_x = 0{,}85 \times 11{,}31 = 9{,}61$ KN. m

$M_y^t = 0{,}85.M_y = 0{,}85 \times 11{,}31 = 9{,}61$ KN. m

❖ **Les moments aux appuis :**

$M_x^a = -0{,}3\times M_x = -0{,}3\times 11{,}31 = -3{,}393$ KN.m

$M_y^a = -0{,}3\times M_y = -0{,}3\times 11{,}31 = -3{,}393$ KN.m

Détermination de la section d'armature :

a)Armatures // à X-X :

❖ **En travée :**

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

$h_0 = 15$cm, enrobage c = 2cm.

$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13$cm.

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{9{,}61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2}$$

$\mu_b = 0{,}040 < \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA

$\mu_b = 0{,}040 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}980$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{9{,}61 \times 10^3}{0{,}980 \times 13 \times 348} = 2{,}18 cm^2$$

Soit *4HA10* ⇒ A_t = *3,14 cm²* avec un espacement **S = 25 cm**

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{3{,}393 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2}$$

$\mu_b = 0{,}014 < \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow SSA$

$\mu_b = 0{,}014 \Rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{3{,}393 \times 10^3}{0{,}993 \times 13 \times 348} = 0{,}75$$

cm²

Soit *5HA8* ⇒ A_a = *2,51 cm²* avec un espacement **S = 20 cm**

b) Armatures // à Y-Y :

Le férraillage suivant ce sens est pris égal à celui adopté dans le sens parallèle à XX' du fait que les solicitations dans les deux sens sont égales.

- **En travée :**

Soit *4HA10* ⇒ A_t = *3,14 cm²* avec un espacement **S = 25 cm**

- **Aux appuis:**

Soit *5HA8* ⇒ A_a = *2,51 cm²* avec un espacement **S = 20 cm**

II- Vérification à L'E.L.U

a)Condition de non fragilité

- **Armatures inférieures**

$W_x = W_0 \times \frac{3\times\rho}{2}$

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec :

ρ = 1,000

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = **0,0008** (acier HA FeE400)

$W_x = 0{,}0008 \times \frac{3\times1{,}000}{2}$ = **0,0012**

$A_{min} = W_x \times S = 0{,}0012 \times (15\times 100)$ = **1,8 cm²**

- **Armatures supérieures**

$W_y = W_0 = 0{,}0008$

A_{min} = 0,0008 x (15 x 100) = **1,2 cm²**

- **En travée :**

$A_x = 3{,}14\ cm^2 > A_{min} = 1{,}8\ cm^2$

$A_y = 3{,}14\ cm^2 > A_{min} = 1{,}8\ cm^2$

- **En appuis :**

$A_x = 2{,}51\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2 cm^2$

$A_y = 2{,}51\ cm^2 > A_{min} = 1{,}2\ cm^2$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$

ϕ_{max} = 10mm < 15mm ⇒ **condition vérifiée**

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

Armature $A_{x\,//\,l_x}$: $S_t \leq \min(3h_0 ; 33\text{ cm}) = (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

Armature $A_{y\,//\,l_y}$: $S_t \leq \min(3h_0 ; 33\text{ cm}) = (45\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{ cm} \Rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

d) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Qu \leq Q = 0{,}045.\mu c\,.h0.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c: Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c = 2(U + V) = 2\times(1{,}05+1{,}05) = 4{,}2$ m.

$$Q = 0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times \frac{25 \times 10^3}{1{,}5} = 472{,}5\text{ KN}$$

$Q_u = 1\times 80 = 80$ KN

$Q_u = 80$ KN $< Q = 472{,}5$ KN $\Rightarrow$ **condition vérifiée** $\Rightarrow$ les armatures transversales sont inutiles.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage de la charge ;

Nous avons u = v , donc : Au milieu de u on a :

$$V_u = \frac{P}{2(U+V)} \times 1\,m = \frac{80}{2 \times (1{,}05 + 1{,}05)} = 19{,}04\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19{,}04 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}146\text{ MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\} = \{3{,}33MPa; 5MPa\} = 3{,}33\text{ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}146$ MPa $< \overline{\tau_u} = 3{,}33$ MPa $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

III- Vérification à l'E.L.S :

a)Évaluation des moments :

a-1) les moments engendrés par le système de levage :

$Mx_1 = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$

$My_1 = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$

Avec :

$q_s = 80$ KN et $\nu = 0,2$ à ELS

$Mx_1 = 80 \times (0,0939 + 0,2 \times 0,0939) = 9,014$ KN.m

$My_1 = 80 \times (0,0939 + 0,2 \times 0,0939) = 9,014$ KN.m

a-2) Les moments engendrées par le poids propre de la dalle :

$q_s = G+Q = (25x0,15) + 1 \quad \Rightarrow \quad q_s = 4,75$ KN/m

$\rho = 1 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_{x=0,0442} \\ \mu_{y=1,000} \end{cases}$

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (2,2)^2 = 1,016$ KN.m

$M_{y2} = 1,000 \times 1,016 = 1,016$ KN.m

a-3) Superposition des moments

$M_x = 9,014+1,016 = 10,03$ KN.m

$M_y = 9,014+1,016 = 10,03$ KN.m

- **Correction des moments:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (-0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles :

- **Les moments en travée :**

$M_x^t = 10,03 \times 0,85 = 8,52$ KN.m

$M_y^t = 10,03 \times 0,85 = 8,52$ KN.m

- **Les moments aux appuis**

$M_x^a = 10,03 \times (-0,3) = -3,009$ KN.m

$M_y^a = 10,03 \times (-0,3) = -3,009$ KN.m

- **Etat limite de fissuration :**

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

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x et sens y-y :

1-En travée :

$M_x^t = M_y^t = 8{,}52$ KN.m

$A_t = 2{,}51 cm^2$

On procède à la vérification de la condition suivante :

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2{,}51}{100 \times 13} = 0{,}193$$

$\rho_1 = 0{,}193 \xrightarrow{Tableau} \beta_1 = 0{,}929 \xrightarrow{Tableau} k_1 = 55{,}42$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times A_t}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8{,}52 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2{,}51 \times 10^2} = 281{,}06 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{281{,}06}{55{,}42} = 5{,}07 MPa$$

$\sigma_{bc} = 5{,}07$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

2-Aux appuis :

$M_x^a = M_y^a = 3{,}009$ KN.m

$A_t = 2{,}51 cm^2$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}51}{100 \times 13} = 0{,}193$$

ρ_1= 0,193 $\xrightarrow{Tableau}$ β_1 = 0,929 $\xrightarrow{Tableau}$ k_1 = 55,42

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3{,}009 \times 10^6}{0{,}929 \times 130 \times 2{,}51 \times 10^2} = 99{,}26MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{99{,}26}{55{,}42} = 1{,}79MPa$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

c) Etat limite de déformation:

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se disposer de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h_0}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \frac{15}{220} = 0{,}068 \geq \frac{8{,}52}{20 \times 10{,}03} = 0{,}0425 \\ \frac{A_x}{b \times d} = \frac{2{,}51}{100 \times 13} = 0{,}0021 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0{,}005 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche

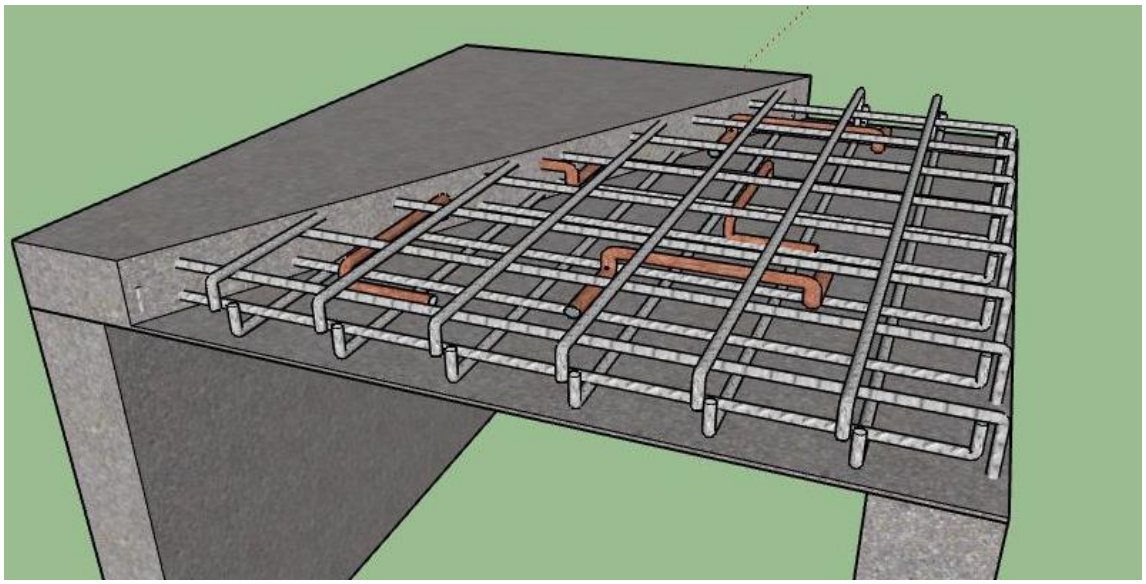


Figure III.3.1: schéma ferraillage dalle salle machine

2 - LES ESCALIERS :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

- La marche notée **« m = n – 1 »** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée **« n »** est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur **« h »** est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron **« g »** est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est **« l_1 ».**
- La paillasse d'épaisseur **« ep »** est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'emmarchement **« E »** représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcourt d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si **E ≥ 1 m.**
- La montée **« H »** représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

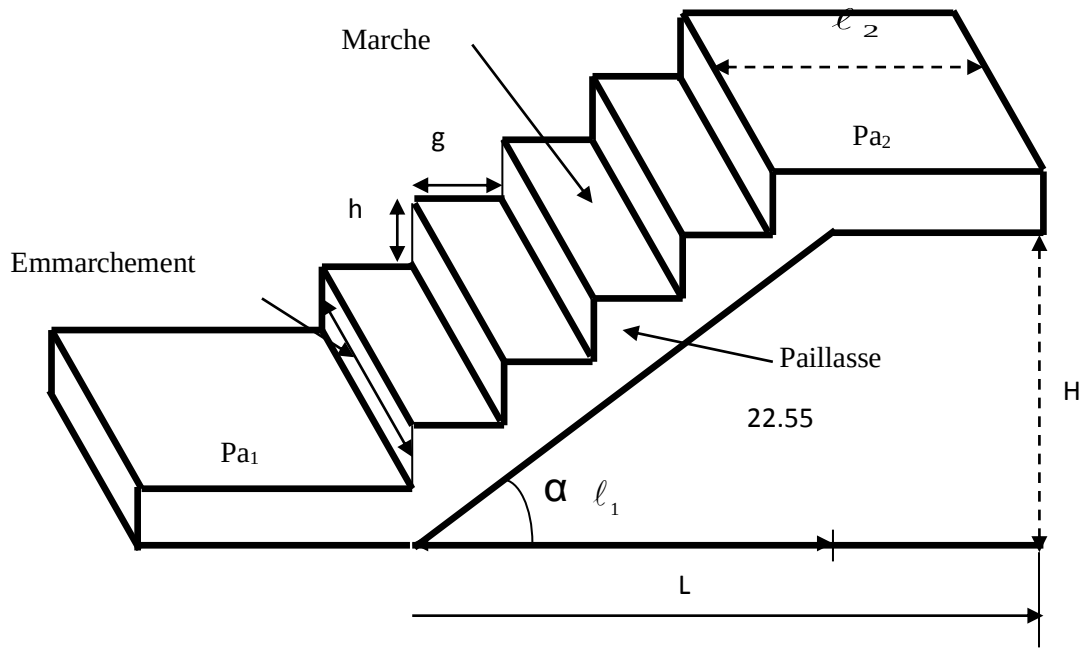


Figure III.2.1 : Terminologie de l'escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type : deux volées et deux paliers :

Palier de départ et palier de repos.

CALCUL DE L'ESCALIER ETAGE COURANT :

I - PRÉ DIMENSIONNEMENT :

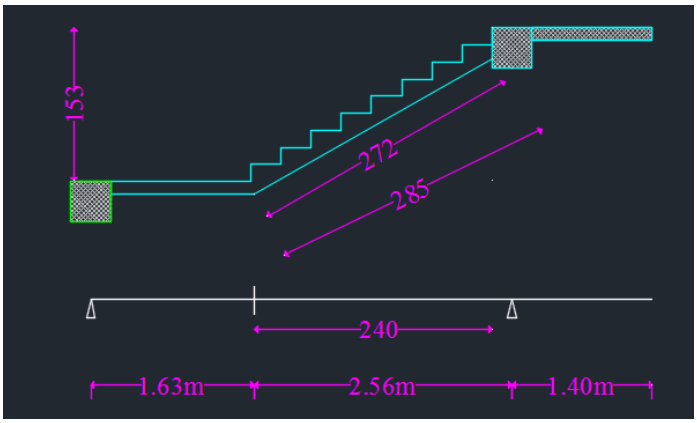
La hauteur de l'étage Courant est H = 3.06 m, elle comporte 2 volées identiques et deux paliers repos et d'arriver.

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL.** 59 cm ≤ g + 2h ≤ 66 cm

On prend en compte ce qui suit

14 cm ≤ h ≤ 18 cm 28 cm ≤ g ≤ 36 cm

En habitation collectif, l'emmarchement doit être ≥ 120 cm, la profondeur du palier de repos est $L_3 \geq 110$ cm ou $L_3 \geq 3$ g.



On prend : h = 17 cm d'où n = 18

On les divise en deux volées, Avec n = 9 pour chaque volée.

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

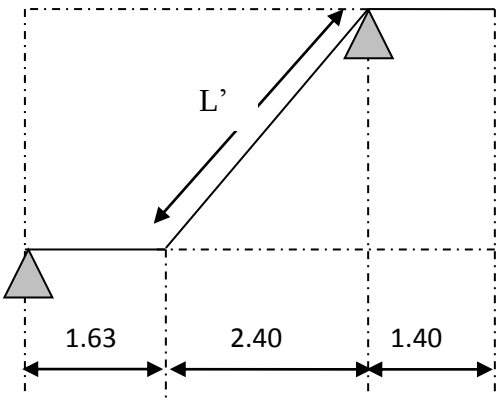
I -1- VÉRIFICATION DE LA RELATION DE BLONDEL :

$59\text{cm} \leq (g+2h) = 30 + (2\times 17) \leq 66 \Rightarrow 59cm \leq 64 \leq 66cm$. $\Rightarrow$ *Condition vérifiée.*

II - PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$ L'**:** Longueur en plan de la volée



L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

H = n x h = 1.53 m

On a: $\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0{,}637 \Rightarrow \alpha = 32{,}52^0$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{0{,}843} = 284.70[\text{cm}]$$

$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 163 + 140 = \frac{240}{0.843} + 303 = 587.70$

$\frac{L_0}{30} \le e \le \frac{L_0}{20} \Rightarrow 19.59 \le e \le 29.385\text{cm}$

On adopte pour **e = 20[cm].**

II -1- DÉTERMINATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

II -1-1- Charges et surcharges :

- ✓ ***La volée :***

Eléments	*Poids propre (KN / m²)*
Paillasse	(25 x 0.2)/ 0.81 = 6.17
Marche	(25 x 0.17)/2 = 2.125
Revêtements :	
Carrelage	22 x0.02 = 0.44
Mortier de pose	22 x 0.02 = 0.44
Lit de sable	18 x 0.02 = 0.36
Enduit ciment	22 x 0.015 = 0.33
Gard de corps	0.2
	G = 10.065 KN / m²

- ✓ ***Le palier :***

Eléments	*Poids propre (KN / m²)*
Palier	0.2 x 25 = 5
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	G= 6.24 KN/m²

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service Q = 2.5 KN / m^2.

II -1-2- Combinaison de charges :

- ✓ **ELU :** $q_u = 1.35\ G + 1.5Q$

La volée 1 : $q_{u1\ (vol\ 1)} = (1.35 \times 10.065 + 1.5 \times 2.5) = 17.34$ KN / m

Le palier : $q_{u3} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) = 12.17$ KN / m

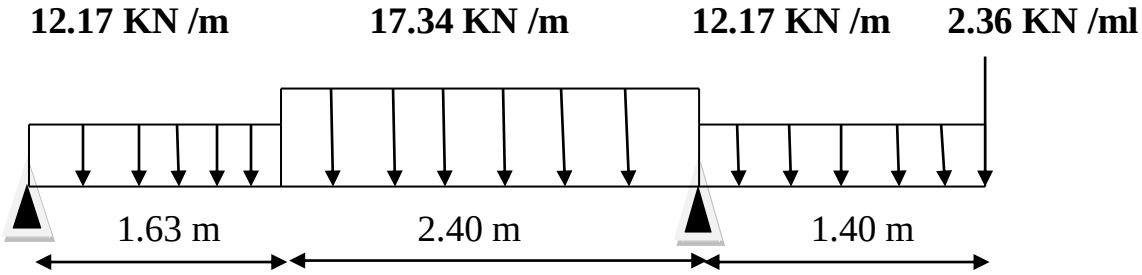
- ✓ **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (10.065 + 2.5) = 12.565$ KN / m

Le palier : $q_{s3} = (6.24 + 2.5) = 8.74$ KN /m

II -2- CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS À L'ELU :

CALCUL DE 1ERE PARTIE



II -2-1- Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.63q_{u3} + 2.40q_{u1} + 1.40q_{u3} + 2.63 = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.63 \times 12.17 + 2.40 \times 17.34 + 1.40 \times 12.17 + 2.36 = 80.85 KN/ml.$$

$R_A + R_B = 80.85$ KN/ml.

$\sum M/A=0$

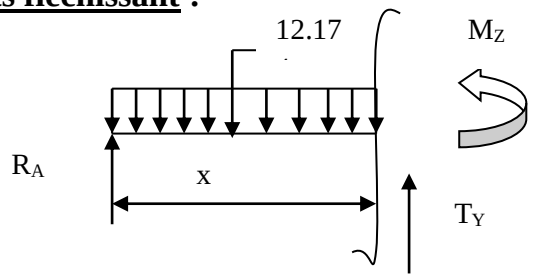
$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.63 \times \frac{1.63}{2} + q_{u1} \times 2.4 \times \left(1.63 + \frac{2.4}{2}\right) + q_{u3} \times 1.4 \times (0.7 + 2.4 + 1.63) + 2.36 \times 5.53$$

$$R_B \times 4.03 = 12.17 \times 1.63 \times 0.815 + 17.34 \times 2.4(2.83) + 12.17 \times 1.4(0.7 + 2.4 + 1.63) + 2.36 \times 5.53$$

$$R_B = \frac{16.17 + 117.77 + 80.59 + 13.05}{4.03} = \frac{227.58}{4{,}03} = 56.47\ KN.$$

$R_A = 80.85 - 56.47 = 24.38$ KN $\qquad R_A = 24.38$ KN

II -2-2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :



1ier tronçon : $0 \le x \le 1.63$.

$T(x) = - R_A + q_{u3}.x$

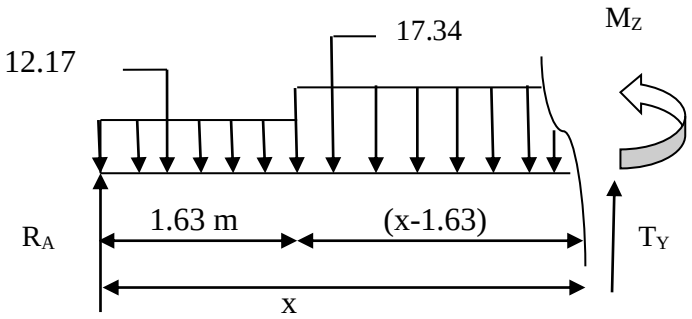
$T(x) = -24.38 + 12.17\,x$

$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -24.38KN \\ T(x=1.63) = -24.38 + 12.17 \times 1.63 = -4.54KN. \end{cases}$

$M(x) = R_A\,x - q_{u3}\dfrac{x^2}{2} = 24.38x - \dfrac{12.17}{2}x^2$

$M(x) = 24.38\,x - 6.085\,x^2.$

$\begin{cases} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0\ KN.m \\ x = 1.63\ m \quad , \quad M(x=1.63) = 23.57\ KN.m \end{cases}$



2ieme tronçon : $1.63 \le x \le 4.03$

$T(x) = -R_A + q_{u3}\,(1.63) + q_{u1}\,(x-1.63)$

$\begin{cases} T(x=1.63) = -24.38 + 12.17 \times 1.63 = -4.54KN \\ T(x=4.03) = -24.38 + 12.17 \times 1.63 + 17.34(4.03 - 1.63) = 37.07KN. \end{cases}$

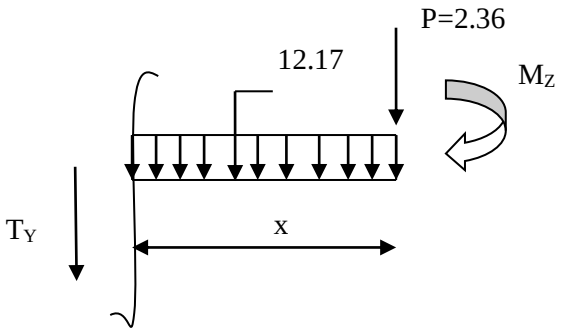
$M(x) = RA\,x - qu3 \times 1.63 \times (x - 0.815) - q_{u1}\left(\dfrac{(x-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x) = 24.38x - 12.17 \times 1.63(x - 0.815) - 17.34\left(\dfrac{(x-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x=1.63) = 24.38(1.63) - 12.17 \times 1.63(1.63 - 0.815) = 23.57 KN.m$

$M(x=4.03) = 24.38(4.03) - 12.17 \times 1.63(4.03 - 0.815) - 17.34\left(\frac{(4.03-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x = 4.03) = -15.56$ KN.m



3éme tronçon : $0 \le x \le 1.40$.

$T(x) = - P + q_{u3}.x.$

$T(x) = - 2.36 - 12.17\, x.$

$T(x=0) \Rightarrow T_Y = -2.36$KN

$T(x=1.40) = - 2.36 - 12.17 \times 1.4 = -19.40 KN.$

$M(x) = - P\, x - q_{u3}\frac{x^2}{2} = -2.36x - \frac{12.17}{2}x^2$

$M(x) = -2.36\, x - 6.085\, x^2.$

x =0 , M(x=0) = 0 KN.m

x = 1.40 m , M(x=1.40) = -15.45 KN.m

Calcul du moment max :

Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ (M_Z =max)

$T(x)=0 \Rightarrow -R_A + q_{u3} \times 1.63 + (x-1.63)\, q_{u1} = 0$

$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.63 + 1.63 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 1.89$ m

On a : pour x = 1.89 m : $T_y = 0$ KN.

$M^{max}(x= 1.89) = 24.38(1.89) - 12.17 \times 1.63(1.89 - 0.815) - 17.34\left(\frac{(1.89-1.63)^2}{2}\right)$

$M^{max}(1.89) = 24.17$ KN.m

DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

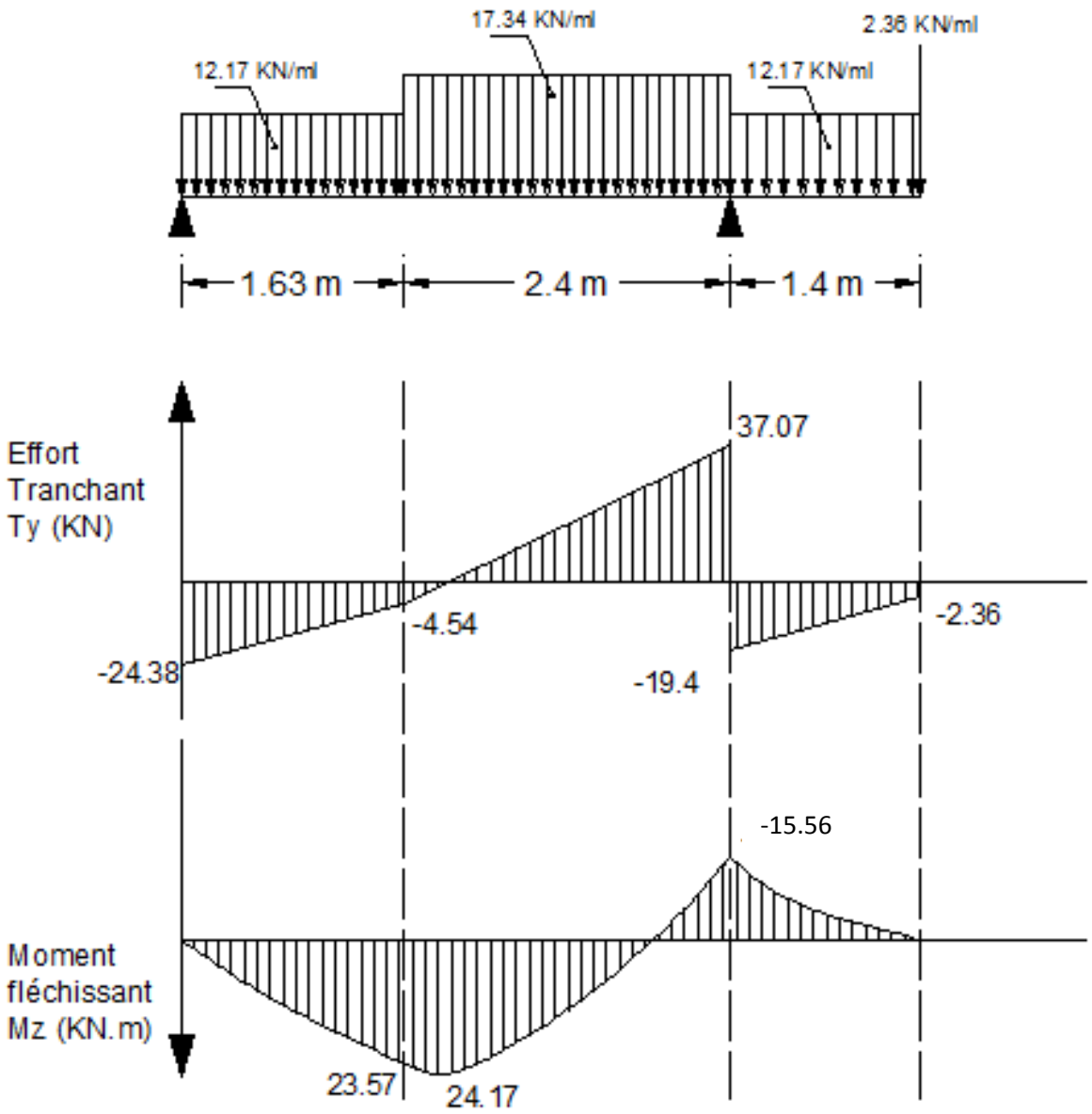


Figure III.2.2 : diagramme ELU

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3\ M^{max} = -0.3\ (24.17) = -7.25$ KN.m

: $M_u^b = M^{max} = (-15.46) = -15.56$ KN.m

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{max} = 0.85\ (24.17) = 20.54$ KN.m

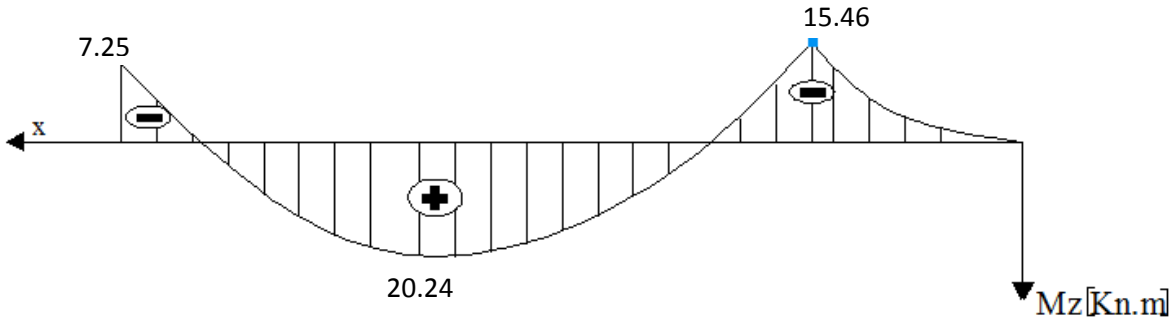
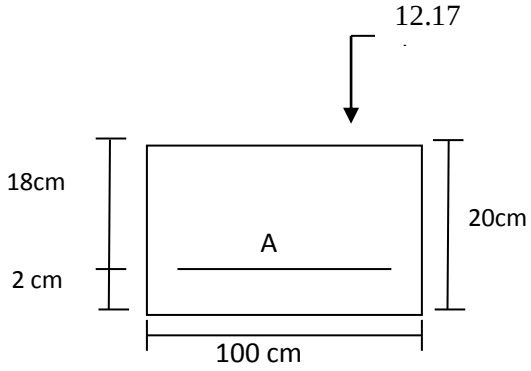


Figure III.2.3: Diagramme des moments fléchissant (ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

II -2-3- Calcul du ferraillage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.



B = 100 cm c = 2 cm d = 18 cm

✓ ***Aux appuis :***

1-Appui A

$M_u = -7.25$ KN.m

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.25\times10^3}{100\times(18)^2\times14.2} = 0.016$$

$\mu_b = 0.016 \prec 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\longrightarrow$ Tableau $\beta = 0.992$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{\beta d.\ f_e/\gamma_s} = \frac{7.25\times10^3}{0.992\times18\times348} = 1.67\,cm^2$$

$A_{ca1} = 1.67$ cm² on opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

.

2-Appui B

M_u = - 15.46 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.46\times10^3}{100\times(18)^2\times14.2} = 0.034$$

$\mu_b = 0.034 \prec 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\longrightarrow$ Tableau $\beta = 0.980$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{\beta d.\, f_e/\gamma_s} = \frac{15.56\times10^3}{0.980\times18\times348} = 3.15 cm^2$$

A_{ca1} = 2.50 cm² on opte pour **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm**

- ***Armatures de répartition :***

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**

- ✓ ***En travée :***

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.54\times10^3}{100\times(18)^2\times14.2} = 0.044 \prec \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$\mu_u = 0.044 \longrightarrow$ tableau $\beta = 0.978$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{20.54.10^3}{0.978\times18\times348} = 3.35\ cm^2$$

Soit : **A_t = 4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **S_t = 25 cm.**

- ***Armatures de répartition :***

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2$$

Soit : **4AH10 = 3.14 cm² ;** Avec un espacement de **S_t = 25 cm.**

II -3- VÉRIFICATION :

II -3-1- Condition de non fragilité : *(Art A. 4, 2,1/BAEL91)*

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b.d.\, f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17\,cm^2$$

Nous avons :

$A_{a1} = 3.14\ cm^2 \succ A_{min} = 2.17\ cm^2 \Rightarrow$ *condition vérifiée*

$A_t = 4.52\ cm^2 \succ A_{min} = 2.17 cm^2 \Rightarrow$ *condition vérifiée*

II -3-2- Espacement des barres :

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

- ***Armatures principales :***

$S_{tmx} \leq \min\{3h, 33cm\}$

$S_{t\,max} \leq 33\ cm$

Sur appuis : $S_t = 25\ cm < 33\ cm \Rightarrow$ *condition vérifiée*
En travée : $S_t = 25\ cm < 33\ cm \Rightarrow$ *condition vérifiée*

- ***Armatures de répartition :***

$S_{t\,max} \leq \min\{4h, 45cm\}$

Sur appuis : $S_t = 25cm < 45\ cm \Rightarrow$ *condition vérifiée*

En travée : $S_t = 25cm < 45\ cm \Rightarrow$ *condition vérifiée*

II -3-3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le *(BAEL, Art A – 6.1.3)*

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s\ f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa \qquad (\psi_s = 1.5)$

$f_{t28} = 2.1$ MPa

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d\sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

Vu : effort tranchant est égale à 37.07 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : n.π.Ø = $4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072$ cm.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{36.33}{0.9 \times 18 \times 21.98} = 0.15\ MPa$$

$\tau_{se} = 0.15$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des armatures :**

Sur la langueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\ \text{MPa}$$

$\tau_{su} = 0.15 < \bar{\tau} = 2.835$ MPa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

- **Longueur de scellement** ***(BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)***

$$L_s = \frac{Ø_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

On remarque que $\mathbf{L_s}$ dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $\mathbf{0.4\ L_s}$

$0.4\ L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :** ***(BAEL 91/ Art A5, 2,2)***

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.33 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.206\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.206$ MPa $< \bar{\tau}_u = 1.167$ MPa $\Rightarrow$ *condition vérifiée*

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

. **(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)**

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{max}}{ba} \prec 0.8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{max} \leq 0.267abf_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$a = 0.9 \times 180 = 162$ mm

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350\,KN$$

$$V_u^{max} = 37.07\,KN \prec 1081.350\,KN \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{\frac{f_e}{\gamma_s}}} \quad \Rightarrow \quad A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

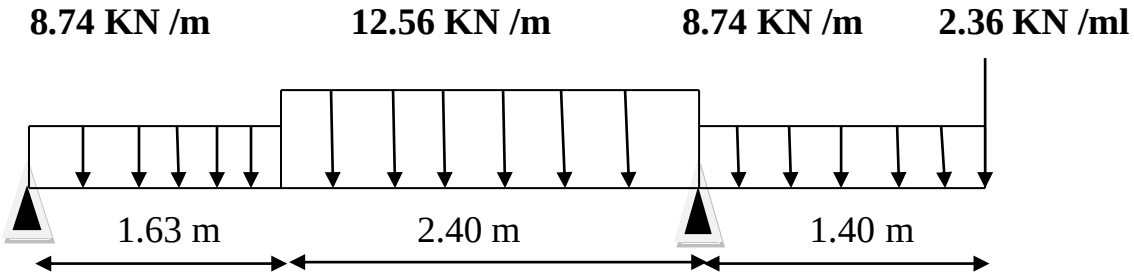
$$A_a \geqslant \frac{1.15}{400} \times \left(37.07 \times 10^3 - \frac{7.25 \times 10^3 \times 10^3}{162}\right)$$

$A_a \geqslant -0.221\ cm^2$

$A_a = 3.92\ cm^2 \succ -0.221\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad \textit{condition vérifiée}$

II -4- CALCUL À L'ELS :

II -4-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:



II -4-2- Réaction d'appuis :

$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.63q_{s3} + 2.40q_{s1} + 1.40q_{s3} + 2.36 = R_A + R_B.$

$R_A + R_B = 1.63 \times 8.74 + 2.4 \times 12.56 + 1.40 \times 8.74 + 2.36 = 58.98 KN / ml$

$R_A + R_B = 58.98$ KN/ml.

$\sum M/A=0$

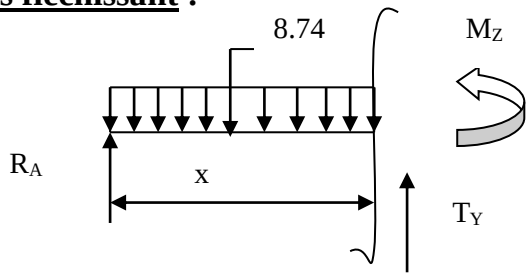
$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.63 \times \frac{1.63}{2} + q_{s1} \times 2.4 \times \left(1.63 + \frac{2.4}{2}\right) + q_{s3} \times 1.4 \times (0.7 + 2.4 + 1.63) + 2.36 \times 5.53$$

$R_B \times 4.03 = 8.74 \times 1.63 \times 0.815 + 12.56 \times 2.4(2.83) + 8.74 \times 1.4(0.7 + 2.4 + 1.63) + 2.36 \times 5.53$

$$R_B = \frac{11.61 + 85.31 + 57.88 + 13.05}{4.03} = \frac{167.85}{4{,}03} = 41.65\ KN.$$

$R_A = 58.98 - 41.65 = 17.33$ KN $\qquad R_A = 17.33$ KN

II -2-2- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :



1ier tronçon : $0 \le x \le 1.63$.

$T(x) = - R_A + q_{S3}.x$

$T(x) = -17.33 + 8.74\,x$

$T(x=0) \Rightarrow T_Y = -17.33$KN

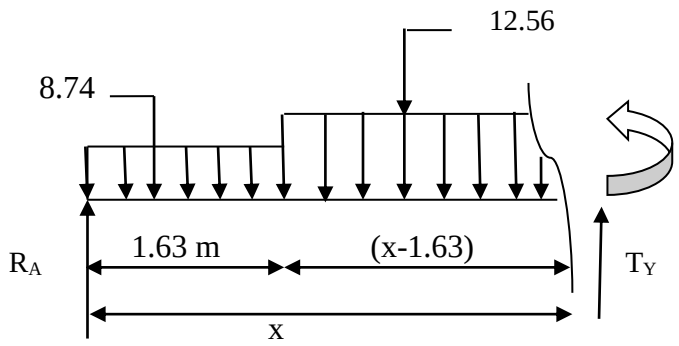
$T(x=1.63) = -17.33 + 8.74 \times 1.63 = -3.08$

$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 14.99x - \frac{8.74}{2}x^2$

$M(x) = 17.33\,x - 4.37\,x^2$.

$x = 0$, $M(x=0) = 0$ KN.m

$x = 1.63$ m , $M(x=1.63) = 16.64$ KN.m



2ieme tronçon : $1.63 \le x \le 4.03$

$T(x) = -R_A + q_{s3}(1.63) + q_{s1}(x-1.63)$

$T(x=1.63) = -17.33 + 8.74 \times 1.63 = -3.08 KN$

$T(x=4.03) = -17.33 + 8.74 \times 1.63 + 12.56(4.03 - 1.63) = 27.16 KN$.

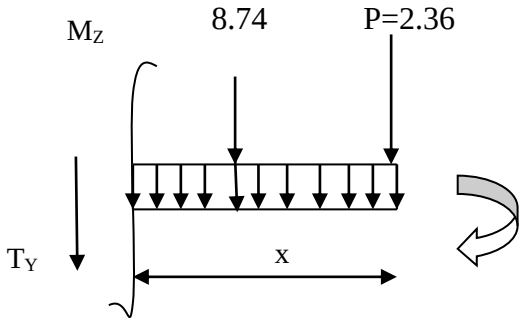
$M(x) = RA\,x - qs3 \times 1.63 \times (x - 0.815) - q_{s1}\left(\frac{(x-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x) = 17.33x - 8.74 \times 1.63(x - 0.815) - 12.56\left(\frac{(x-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x=1.63) = 17.33(1.63) - 8.47 \times 1.63(1.63 - 0.815) = 16.64 KN.m$

$M(x=4.03) = 17.33(4.03) - 8.74 \times 1.63(4.03 - 0.815) - 12.56\left(\frac{(4.03-1.63)^2}{2}\right)$

$M(x = 4.03) = -12.13$ KN.m



3éme tronçon : $0 \le x \le 1.40$.

T(x) = - P - q_{s3}.x.

T(x) = - 2.36 - 8.74 x.

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -2.36KN \\ T(x=1.40) = -2.36 - 8.74 \times 1.4 = -14.60KN. \end{cases}$$

$$M(x) = -P\,x - q_{s3}\frac{x^2}{2} = -2.36x - \frac{8.74}{2}x^2$$

M(x) =-2.36 x – 4.37 x^2.

$$\begin{cases} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.40 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.40) = -11.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du moment max :

Calcul de la valeur de x pour laquelle T_y = 0 (M_Z =max)

$T(x)=0 \Rightarrow -R_A + q_{s3} \times 1.63 + (x-1.63)\, q_{s1} = 0$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.63 + 1.63 \times q_{s1}}{qs_1} = 1.78 \text{ m}$$

On a : pour x = 1.78 m : T_y = 0 KN.

$$M^{max}(x=1.7) = 17.33(1.78) - 8.74 \times 1.63(1.7 - 0.815) - 12.56\left(\frac{(1.7-1.63)^2}{2}\right)$$

M^{max} (1.7) = 16.96 KN.m

IAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

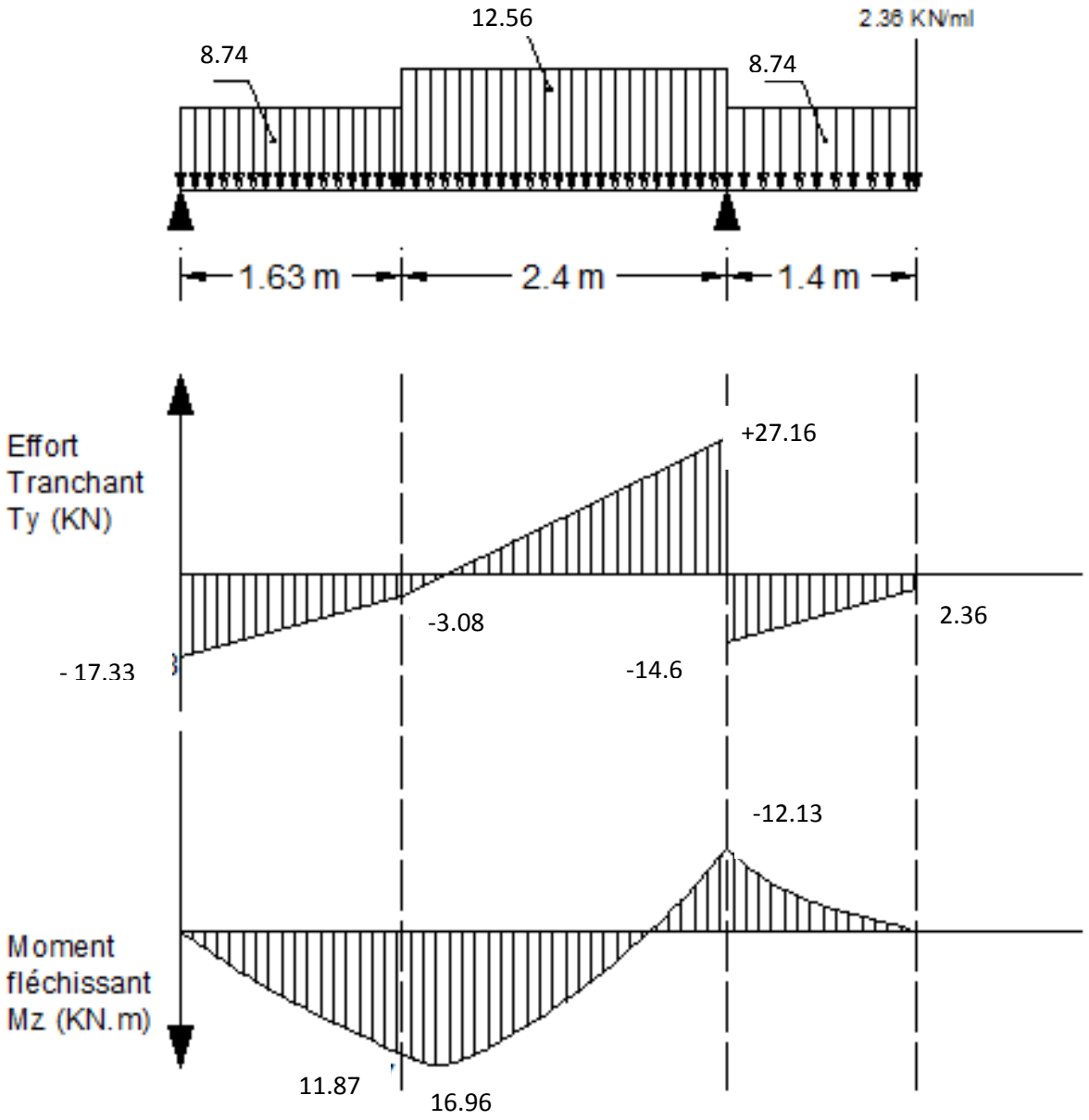


Figure III.2.4: diagramme ELS

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = -0.3\ M^{max} = -0.3\ (16.96) = -5.01$ KN.m

$M_s^a = = -(12.13) = -12.13$ KN.m

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85\ (16.96) = 14.41$ KN.m

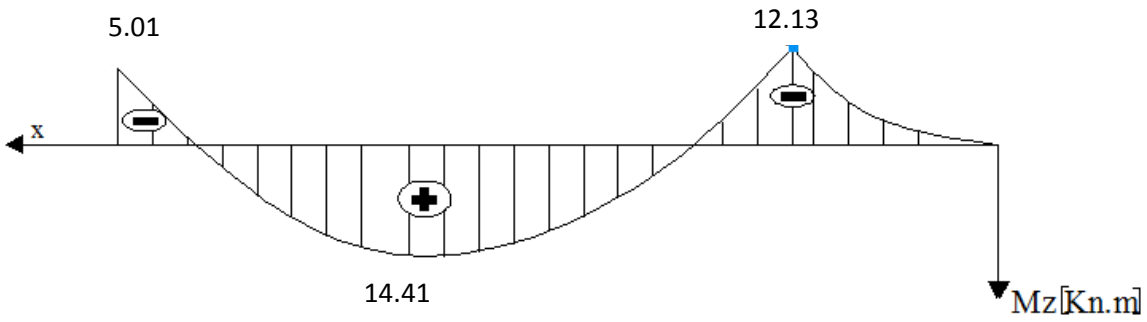


Figure III.2.5: Diagramme des moments fléchissant (ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

II -5- VÉRIFICATION À L'ELS :

II -5-1- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa.$$

- ***Aux Appuis :***

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0{,}174$$

$$\rho_1 = 0{,}174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}932 \\ K_1 = 58.53 \\ K = 0.017 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{12.13\times10^3}{3.14\times0{,}932\times18} = 230.27[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0{,}017\times230.27 = 3.91 < 15MPa. \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition vérifiée}$$

- ***<u>En travée</u>*** **:**

$$\rho_1 = \frac{100\times A_t}{bd} = \frac{100\times4.52}{100\times18} = 0{,}252 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.92 \\ K = \dfrac{1}{47.5} = 0{,}021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{10.914\times10^3}{4.52\times0{,}92\times18} = 145.81[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}028\times213.52 = 5.97MPa$$

$\sigma_{bc} = 3.06 < 15MPa \Rightarrow$ *Condition vérifiée*

II -5-2- <u>Etat limite d'ouverture des fissurations</u> :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

II -5-3- <u>Vérification de la flèche</u> :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{18}{543} = 0.033 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $A_t \leq \frac{4.2\times b\times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384}\times\frac{q_S\times L^4}{E_\upsilon\times I} \quad \leq \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

<u>Avec</u> *:*

$$q_S = \max\left(q_S^1 \ ; \ q_S^2\right) = \max\left(8.74 \ ; \ 12.56\right) = 12.56\,KN/mL$$

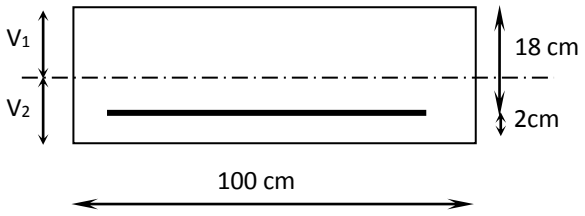
E_υ : Module de déformation différé

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

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

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t\left(V_2 - C_2\right)^2$$

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



$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 18) = 18276.3\,cm^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7.69) = 2115.35\,cm^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{18276.3}{2115.35} = 8.64\,cm \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 8.64 = 11.36\,cm$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15A_t\left(V_2 - C_2\right)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times \left((8.64)^3 + \left(11.36^3\right)\right) + 15 \times 7.69 \times (11.36 - 2)^2$$

$$I = 80471.63\,cm^4$$

+

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.56 \times 10^3 \times (4.64)^4}{10818{,}86 \times 10^6 \times 80471{,}63 \times 10^{-8}} = 0{,}0087m$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.64}{500} = 0.00928m$$

$f < \overline{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

4- L'ACROTÈRE :

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99).**

I - CALCUL DE L'ACROTÈRE :

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

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

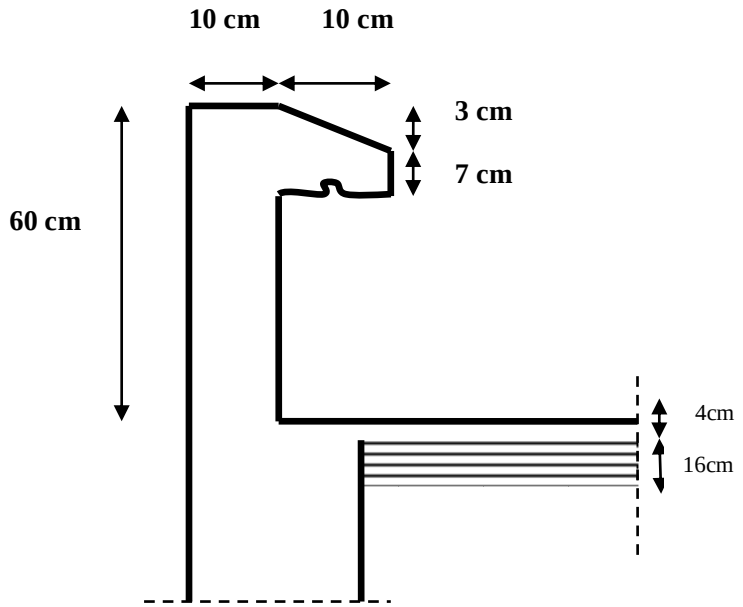


Figure III.4.1 : coupe verticale de l'acrotère

I -1- DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

- Poids propre :

$$G = [(0.6x0.1) + (0.03x\frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

G = 1.7125 KN/ml

- Surcharge d'exploitation : **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

N = G x 1 = 1.7125 KN

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1.00KN**.
- Moment de renversement dû à la surcharge Q :

M = Q x H x 1 = 0.60 KN .m

I -2 - DIAGRAMME DES EFFORTS :

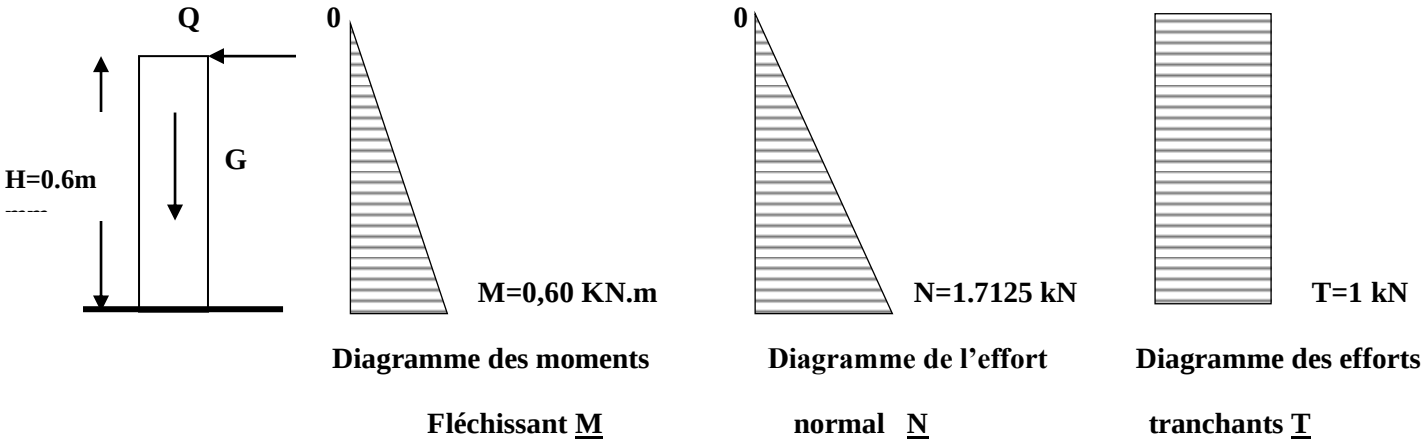


Figure III.4.2: Schéma statique de calcul de l'acrotère.

I -3 - COMBINAISONS DE CHARGE :

- **ELU: 1.35G + 1.5Q**

$N_u = 1.35\ G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312$ KN (du à G).

$M_u = 1.5\ Mq = 1.5 \times 0.6 = 0.90$ KN.m (du à Q).

$Tu = 1.5 \times T = 1.5$ KN

- **ELS : G + Q**

$N_s = G = 1.7125$ KN.

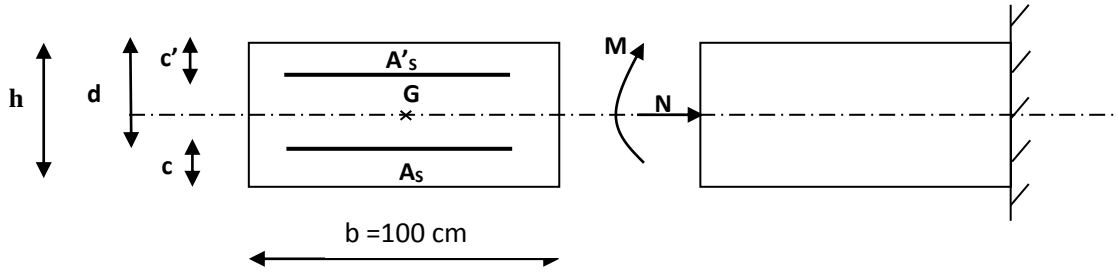
$M_s = M = 0.60$ KN.m

$T_s = T = 1$ KN.

II - FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE :

II -1- CALCUL DES ARMATURES À L'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ($\mathbf{N_u}$) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).



II -2- POSITION DU CENTRE DE PRESSION :

$$e_{\text{u}} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39\,\text{cm}$$

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

$e_u \rangle \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment dû à la compression ; **Nu** : effort de compression ;

Cp : centre de pression ; $\mathbf{e_u}$: excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « $\mathbf{M_f}$ » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III - CALCUL EN FLEXION SIMPLE :

III –1- MOMENT FICTIF :

$M_f = Nu \times g$

Avec : $g = eu + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + (\frac{0.1}{2} - 0.02)\right] = 0.971$ KN.m

M_f = 0.971 KN.m

$$\mu_b = \frac{Mf}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{0.971\ x\ 10^3}{100\ x\ 8^2\ x\ 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**

$\mu_b = 0.0106$ ⟹ $\beta = 0.995$

III – 2- ARMATURES FICTIVES (FLEXION SIMPLE) :

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

Donc : $A_{stf} = \frac{Mf}{\beta\ d\ \sigma_{st}} = \frac{971}{0.995\ x\ 8\ x\ 348} = 0.350$ cm^2.

III – 3- ARMATURE RÉELLES (FLEXION COMPOSÉE) :

$$A_{st} = A_{stf} - (\frac{N_u}{\sigma_{st}}) = 0.350 - \frac{2.312\ x\ 10^3}{348\ x\ 10^2} = 0.284$$

A_s = 0.284 cm^2.

IV - VÉRIFICATIONS :

IV-1- VÉRIFICATION À L'ELU :

IV-1- 1- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **As ≥ A_{min}**

$$\mathbf{A_{min} = 0.23\ b\ d\ \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

f_{t28} = 0.6 + 0.06 x 25 = 2.1 MPa.

Amin = 0.23x 100 x8 x $\frac{2.1}{400}$ = 0.966 cm^2.

$$\mathbf{A_{min} = 0.966\ cm^2.}$$

Remarquons que : **As < A_{min}**, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale **As = Amin = 0.966 cm^2.**

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm^2** avec un espacement de **St = 25 cm.**

- ✓ **Armature de répartition :**

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

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505\ cm^2.$$

Donc : $\mathbf{A_r}$**= 4 HA8 = 2.01 cm^2**. Espacées de **25 cm^2.**

IV-1-2- Vérification aux cisaillements : *(Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)*

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b\ d}$ *avec* : τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

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

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

$\tau_u = \dfrac{1.5\ x\ 10^3}{1000\ x\ 80} = 0.018$ MPa.

$\tau_u = \dfrac{V_u}{b\ d} = 0.018 \leq \min\{0.15\ ,25/1.5\ ,4\ \} = 2.5$ MPa ⟹ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

IV-1-3- Vérification de l'adhérence des barres :

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

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ $\quad avec :$ $\quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s\ ft_{28}$ = 1.5 x 2.1 = 3.15 MPa.

Avec :

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

$\sum U_i = 4\ \pi\ \emptyset$ = 4 x3.14 x 0.8 = 10.05 cm.

$\tau_{se} = \dfrac{1.5\ x\ 10^3}{0.9\ x\ 80\ x 10.05}$ = 0.207 MPa.

On a τ_{se} = 0.207 $<$ $\bar{\tau}_{se}$ = 3.15 MPa ⟹ Donc il n'y a pas risque d'entrainement des barres

IV-1-4- Vérification des espacements des barres :

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

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min\{2h\ ,\ 25\ cm\}$ = 20 cm
h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.
On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

IV-2- VÉRIFICATION À L'ELS :

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

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1)-Dans l'acier :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ = min$\{2/3\ f_e$, max$(0{,}5\ f_e; 110\sqrt{\eta\ f_{t28}}\ )\}$.

Les aciers $\begin{cases} HA : \ \emptyset \geq 6\ mm \\ fe\ E\ 400 \end{cases}$ ⟶ η = 1.6

$\overline{\sigma_{st}}$ = min$\left\{\left(\frac{2}{3}\right) 400$, max$(0{,}5x400)$; $110\sqrt{1.6\ x\ 2.1}\right\}$ = 201.63 MPa.

$\overline{\sigma_{st}}$ = 201.63 MPa.

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_s}$; <u>avec</u> : A_s = 2.01 cm^2

***<u>Calcul de β_1</u>* :**

$\rho = \frac{100\ x\ A_s}{b\ d} = \frac{100\ x\ 2.01}{100\ x\ 8}$ = 0.253

ρ = 0.253 ⟶ β_1 = 0.920 ⟶ K_1 = 47.50 ⟶ K = $\frac{1}{K_1}$ = 0.02

. $\sigma_{st} = \frac{600}{0.920\ x\ 8\ x\ 2.01}$ = 40.55 MPa.

σ_{st} = 40.55 MPa < 201.63 MPa ⟶ *condition est vérifiée.*

2)-Dans le béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ <u>avec</u> : σ_{bc} = k σ_{st}

σ_{bc} = 0.02 x 40.55 = 0.811 MPa ; <u>et</u> $\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6 x fc_{28} = 15 MPa → *condition vérifiée*.

V - <u>VÉRIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SÉISME</u> :

(RPA 99 / ART A.6.2.3)

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

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\begin{cases} Zone\ II\ a \\ groupr\ d'usage\ 2 \end{cases}$ ⟹ A= 0.15

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

Wp : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; Wp = G = 1.7125 KN/ml.

D'où :

Fp = 4x0.15 x 0.8 x 1.7125 = 0.822 KN/ml < Q = 1 KN/ml ⟹ *Condition vérifiée*

Note :

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

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm^2 /ml avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA8 = 2.01 cm^2 /ml avec un espacement de 20 cm.

5-POUTRE PALIÈRE :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse, pour les calculs, on choisit la poutre palière du **RDC** d'une portée maximale de 2,70 m et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

Nous considérons la poutre palière comme étant semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux,

I- pré dimensionnement :

1- Hauteur :

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

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 3{,}57m \implies \frac{357}{15} \leq h_t \leq \frac{357}{10} \text{ donc : } 23{,}8cm \leq h_t \leq 35{,}7cm$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1),** on opte pour $\mathbf{h_t = 30\ cm}$

2- Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$ d'où : $12cm \leq b \leq 21cm$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour **b = 30 cm**

• **Vérification des conditions du RPA *(Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003)* :**

$$\left.\begin{array}{l} b = 30cm > 20cm \\ h_t = 30cm > 30cm \\ \dfrac{h_t}{b} = 1 < 4 \end{array}\right\} \Longrightarrow conditions\ vérifiées$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(\boldsymbol{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 30})\boldsymbol{cm^2}$

I-1 : Détermination des charges :

1- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0{,}30 \times 0{,}30 = 2{,}25\ KN/ml$

2-Effort tranchant à l'appui : **ELU :** T_u =56,47 kN

ELS : T_s =41,65 kN

I-2 : Combinaison de charges :

1- **ELU :** $q_u = 1{,}35G + T_u = (1{,}35 \times 2{,}25) + 56{,}47$

$$q_u = 59{,}50 KN/ml$$

2- **ELS :** $q_s = G + T_s = 2{,}25 + 41{,}65$

$$q_s = 43{,}90\ KN/ml$$

III-3 : Calcul des efforts internes à l'ELU :

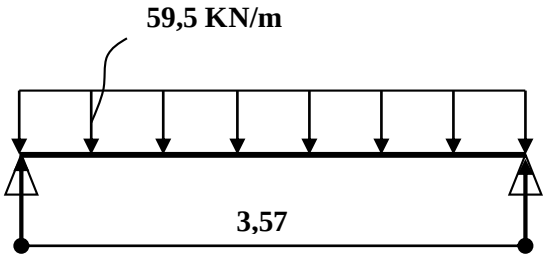


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière (ELU)

- **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{59{,}5 \times 3{,}57}{2} = 106{,}20 KN$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u . L^2}{8} = \frac{59{,}5 \times 3{,}57^2}{8} = 94{,}79 KN.m$$

- **Correction des moments**
  - **Aux appuis**

M_a = - 0,3 M_o = - 0,3 × 94,97 = -28,43 KN.m.

  - **En travée**

M_t = 0,85 M_o = 0,85 × 94,79 = 80,57 KN.m.

- **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u . L}{2} = 106{,}20 KN$$

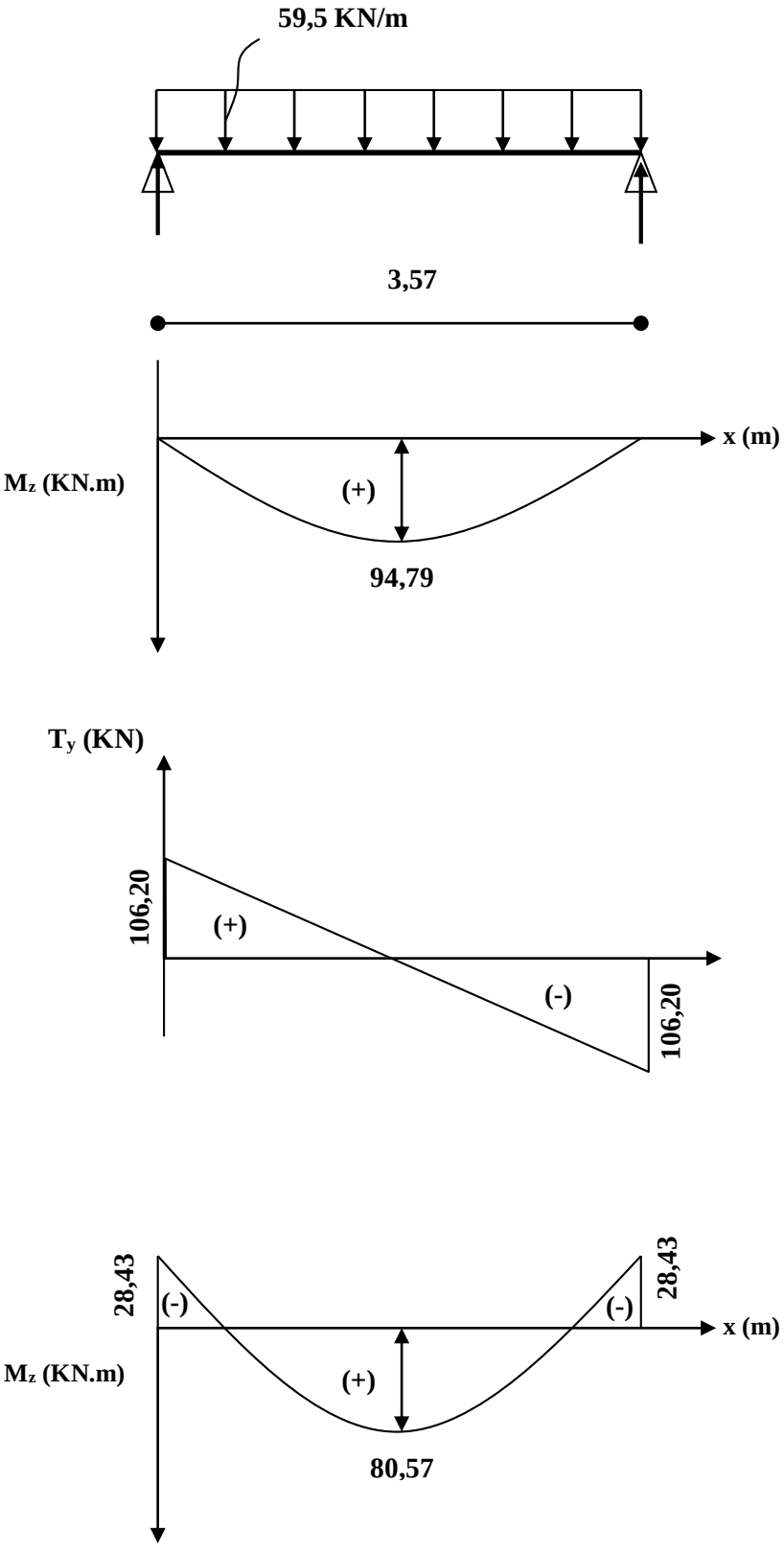


Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

II- Ferraillage:

a) Calcul des armatures :

b =30*cm*; *h* = 30 *cm*; *c* = 2 *cm; d* = 28*cm.*

- Armatures principales : (longitudinal)

- **Aux appuis :**

$M_a = -28{,}43KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{28{,}43 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0{,}085 < \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0{,}085 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}9555$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta.d.{f_e}/{\gamma_s}} = \frac{28{,}43 \times 10^3}{0{,}9555 \times 28 \times 348} = 3{,}05cm^2$$

On opte pour : ***3HA12 = 3,39 cm²***

- **En travée :**

M_u^t= 80,57 KN.m.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{80{,}57 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14{,}2} = 0{,}187 < \mu_l = 0{,}392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0{,}187 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}8955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.{f_e}/{\gamma_s}} = \frac{80{,}57 \times 10^3}{0{,}8955 \times 28 \times 348} = 9{,}23cm^2$$

On opte pour : **6HA14 = *9,23 cm².***

- **Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq min\left\{\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right\} = min\left\{\frac{300}{35}; 14; \frac{300}{10}\right\}$$

Avec :

h_t: *étant la hauteur totale de la poutre*

ϕ_l: *diamétre des barres longitudinale*

$\phi_t \leq min\{8{,}5; 14; 30\}$

$\phi_t = 8{,}5 < 10mm$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : ***A_t = 2⌀ 8 = 1,0 cm²***

b. Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)

$S_t \leq min\{0.9d; 40cm\} = min\{0{,}9 \times 28; 40cm\}$

$S_t \leq min\{25{,}2, ; 40cm\} \implies \boldsymbol{S_t = 25cm}$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$\frac{A_{st}.f_e}{b.S_t} \geq 0{,}4MPa \quad (BAEL\ 91\ Art\ A.5-1-23)$

$\frac{1 \times 400}{30 \times 25} = 0{,}53MPa > 0{,}4MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

c. Vérification selon le RPA 99 :(Art 7-5-2,2)

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée :

$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\}$

$S_t \leq min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.4\right\}$

$S_t \leq min\{7{,}5\ ; 16{,}8\}$

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

- En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$

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

- ✓ Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$A_{tr} \geq A_{tr}^{min} = 0{,}003 \times S \times b = 0{,}003 \times 8 \times 30 = 0{,}72cm^2$

$A_{tr} = 1{,}0cm^2 > A_{tr}^{min} = 0{,}72cm^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée

***III*- Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 30 \times 28 \times 2{,}1}{400} = 1{,}01cm^2$

*** aux appuis A_a**

3,39 cm^2 > 1,01 cm^2 ⟶ Condition vérifiée

- **en travée A_t**

9,23cm^2 > 1,01cm^2 ⟶ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 3{,}15MPa$

$\sum u_i$: étant la somme des périmètres utiles des barre

$\sum u_i = n.\pi.\phi = 6.\pi.14 = 263{,}89mm$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\,max}}{0{,}9 \times d \times \sum u_i} = \frac{106{,}20 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 263{,}89} = 1{,}59MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}59MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$ ⟶ Condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) Ancrage des barres :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0{,}6\Psi s^2 . f_{t28} = 0{,}6(1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835MPa$

$\tau_{se} = 1{,}59MPa < \bar{\tau}_{su} = 2{,}835MPa$ ⟶ Condition vérifiée

d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} . f_e}{4.\bar{\tau}_{su}} = \frac{1{,}4 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 49{,}38cm$$

e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}167MPa$$

$\tau_u = 0.118MPa < \bar{\tau}_u = 1.167MPa$ ⟶ Condition vérifiée

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)

- ❖ influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2V_u^{max}}{a \times b} \leq 0{,}8\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \;\; V_u^{max} \leq 0{,}267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0{,}9 \times 28 = 0{,}9 \times 28 = 25{,}2cm$

$V_u^{max} \leq 0{,}267 \times 252 \times 200 \times 25 = 504630N$

$V_u^{max} = 106{,}20KN \leq 504{,}630KN$ ⟶ Condition vérifiée

- ❖ influence sur l'acier

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0{,}9d}}{\sigma_s} \implies A_a \geq \frac{1}{\sigma_s}\left\{V_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right\}$$

$A_a \geq \frac{1}{34{,}8}\left\{106{,}20 - \frac{28{,}43}{0{,}9 \times 0{,}28}\right\} = -0{,}19cm^2$

$-0.19cm^2 < 3{,}39cm^2$ ⟶ Condition vérifiée

III-1 : Calcul des efforts internes à l'ELS :

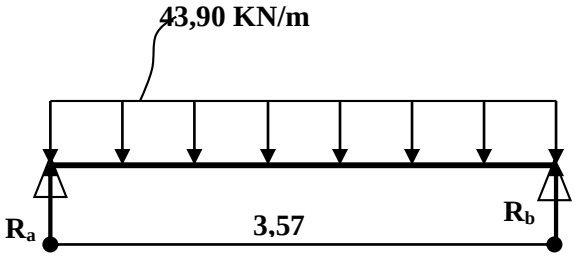


Figure III .5.3 : Schéma statique de la poutre palière (ELS)

- **Réaction d'appuis**

$$R_a = R_b = \frac{q_s L}{2} = \frac{43{,}9 \times 3{,}57}{2} = 78{,}36KN$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_s . L^2}{8} = \frac{43{,}9 \times 3{,}57^2}{8} = 69{,}93KN.m$$

- **Correction des moments**
  - **Aux appuis**

$M_a = -0{,}3.M_o = -0{,}3 \times 69{,}93 = -20{,}97$ KN.m.

  - **En travée**

$M_t = 0{,}85.M_o = 0{,}85 \times 30{,}05 = 17{,}83$ KN.m.

- **Effort tranchant**

$$T = R_a = R_b = \frac{q_s . L}{2} = 78{,}36KN$$

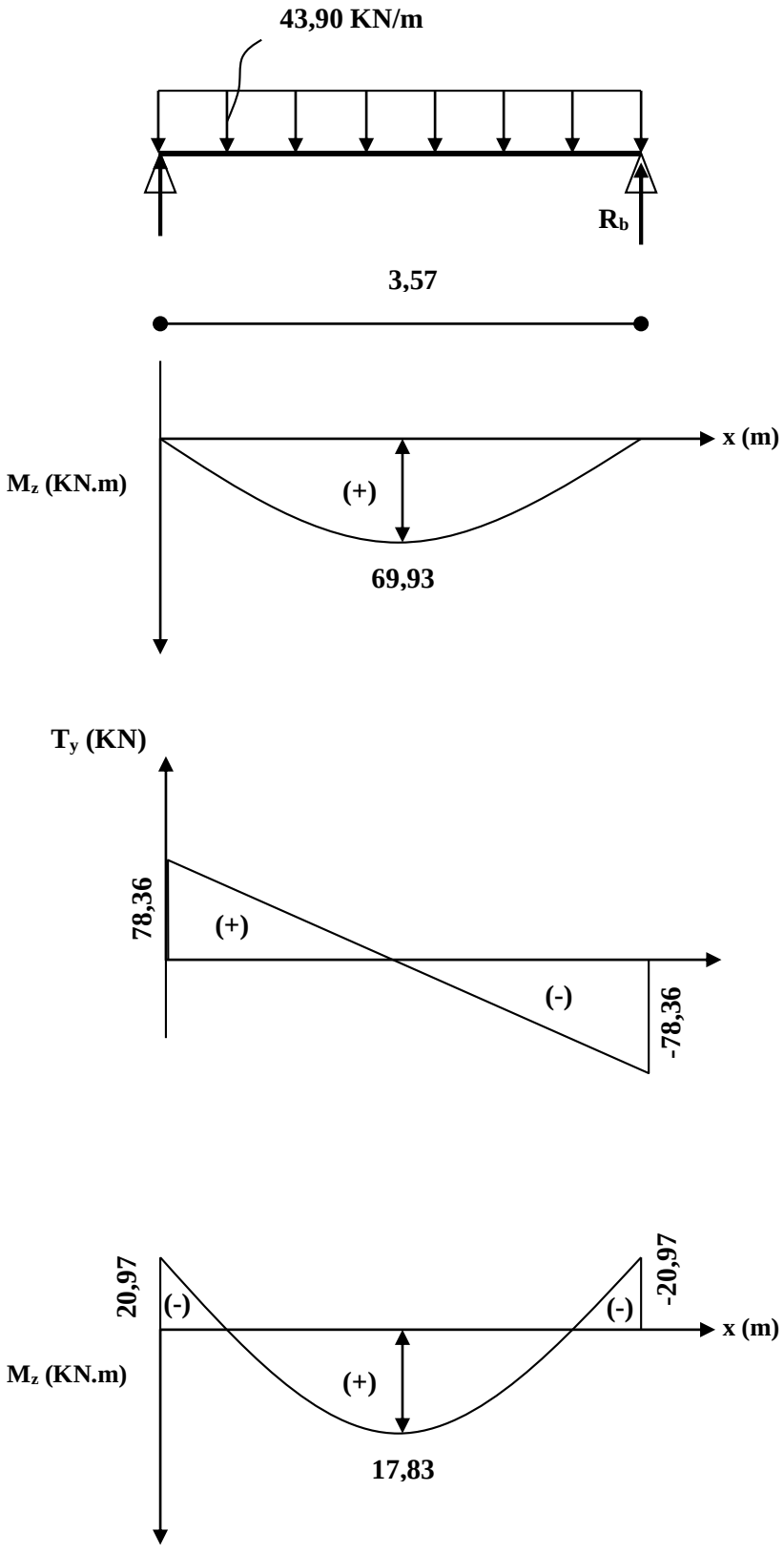


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-2: Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification à l'état limite de compression du béton

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$ *si* ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que :$\sigma_{bc} \leq 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

- **Aux appuis :** $A_a = 3{,}39\ cm^2$; $M_{as} = -20{,}97$ KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3{,}39}{30 \times 28} = 0{,}403$$

$$\rho = 0{,}421 \xrightarrow{Tableau} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9025 \\ K = 36{,}285 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A} = \frac{20{,}97 \times 10^3}{0{,}9025 \times 28 \times 3{,}39} = 244{,}79MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{244{,}79}{36{,}285} = 6{,}74\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 6{,}74\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

- **En travée :** $A_{st} = 9{,}23\ cm^2$; $M_{st} = 17{,}83$KN.m

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 9{,}23}{30 \times 28} = 1{,}098$$

$$\rho = 1{,}098 \xrightarrow{Tableau} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}856 \\ K = 19{,}69 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1.d.A} = \frac{17{,}83 \times 10^3}{0{,}856 \times 28 \times 9{,}23} = 80{,}59MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{80{,}59}{19{,}69} = 4{,}09MPa$$

$\sigma_{bc} = 4{,}09MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow$ Condition vérifiée

c) vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

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

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

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

$$\frac{h}{L} = \frac{300}{357} = 0{,}84 > \frac{1}{16} = 0{,}062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}84 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17{,}83}{10 \times 69{,}93} = 0{,}025 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9{,}23}{30 \times 28} = 0{,}0109 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01025 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6 - LES PLANCHER :

INTRODUCTION :

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

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

PLANCHER EN CORPS CREUX

I - FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

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

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres ⊥ aux poutrelles.

Le ferraillage est donné par les formules suivantes :

I -1- ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

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

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

I -2- ARMATURES PARALLÈLES AUX POUTRELLES :

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

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

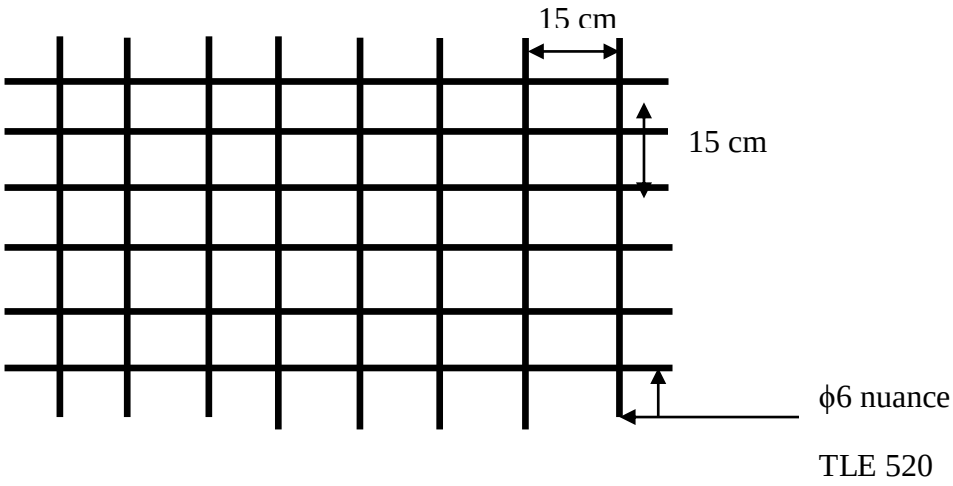


Figure III.6.1 : Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion **:**

On adopte pour le ferraillage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

II – CALCUL DE LA POUTRELLE :

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

II –1- DISPOSITION DES POUTRELLES :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

II –1-1- Critère de la petite portée :

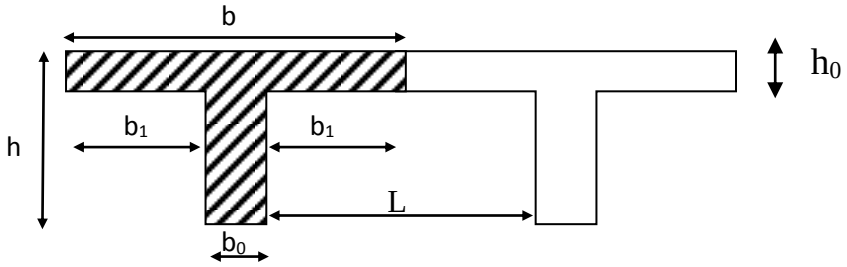
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

II –1-2- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côtés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \le \dfrac{l - b_0}{2} \\ b_1 \le \dfrac{l_1}{10} \\ b_1 \le \dfrac{2}{3} \times \dfrac{l_1}{2} \end{cases}$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l_1 : portée de la plus grande travée telle que l_1 = 4.50 m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calcules ;

b_0 : largeur de la nervure (b_0 = 12 cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm) ;

III - CALCUL DE LA POUTRELLE :

Le calcule de la poutrelle se fait en deux étapes

1ÉRE ÉTAPE : Avant coulage de la dalle de compression :

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

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 KN/ml$
Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 KN/ml$
Avec : l = 65cm ; largeur de l'hourdis

G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74KN/ml

Surcharge due à l'ouvrier : Q = 1KN/ml.

III-1- CALCUL À L'ELU :

III-1-1- Combinaison de charges :

q_u = 1.35G +1.5Q

q_u= 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5KN/ml

III-1-2- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.5)^2}{8} = 6.328 KN.ml$$

III-1-3- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.625 KN$$

III-1-4- Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage **c = 2cm**

La hauteur d = h - c = 4 - 2 = 2cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.328 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.284 >> 0.392 \Rightarrow$$ Section doublement armée **(SDA)**

Conclusion :

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

2ÉME ÉTAPES : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge **« q_u »** uniformément repartie (combinaison des charges et surcharges).

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

III – 2- LARGEUR EFFICACE DE LA TABLE DE COMPRESSION :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

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

$$b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5cm$$

$$b_1 \leq \frac{4.5}{10} = 45cm$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 150cm$$

On prend : **b = 26.5 cm**

IV - CHOIX DE LA MÉTHODE :

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

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

IV –1- MÉTHODE FORFAITAIRE :

IV-1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2.

Q = 3.5 (RDC) ≤ $\max\{2G; 5\ KN/ml\}$ = 11 KN ⇒ *la condition est vérifiée*

Q = 1.5 (habitation) ≤ $\max\{2G; 5\ KN/ml\}$ = 11 KN ⇒ *la condition est vérifiée*

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

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

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

$$\frac{Li}{L_{i+1}} = \frac{450}{435} = 1.03$$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{Li}{L_{i+1}} = \frac{435}{357} = 1.22 \\ \frac{Li}{L_{i+1}} = \frac{357}{435} = 0.82 \\ \frac{Li}{L_{i+1}} = \frac{435}{450} = 0.97 \end{array}\right\} \Rightarrow \textit{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\Rightarrow$ *Condition vérifiée*

Conclusion :

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

IV-2- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

IV-3- Exposé de la méthode :

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

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison. $M_0 = q\,l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t **:** moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

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

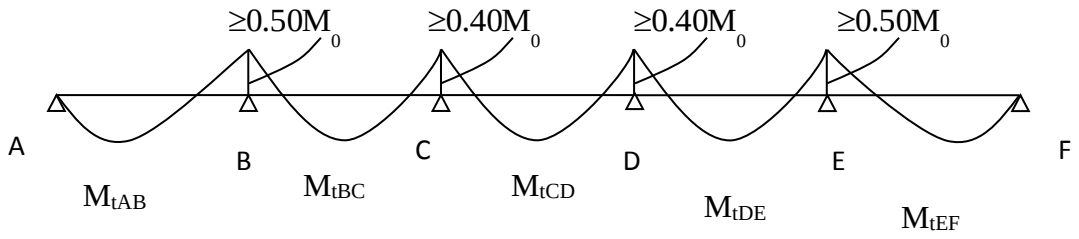
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 ----► pour une poutre de deux travées.

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

0.4 $\mathbf{M_0}$ -----► pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

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



V - APPLICATION : PLANCHER À USAGE D'HABITATION

V -1- COMBINAISON DE CHARGE :

G = 5.50 x 0.65 = 3.575 KN/ml

Q = 1.50 x 0.65 = 0.975 KN/ml

E.L.U: $q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q = 6.29$ KN / ml

***E.L.S*:** $q_s = G + Q = 4.55$ KN / ml

- **Schéma statique de calcul :** **q_u = 6.29** KN / ml

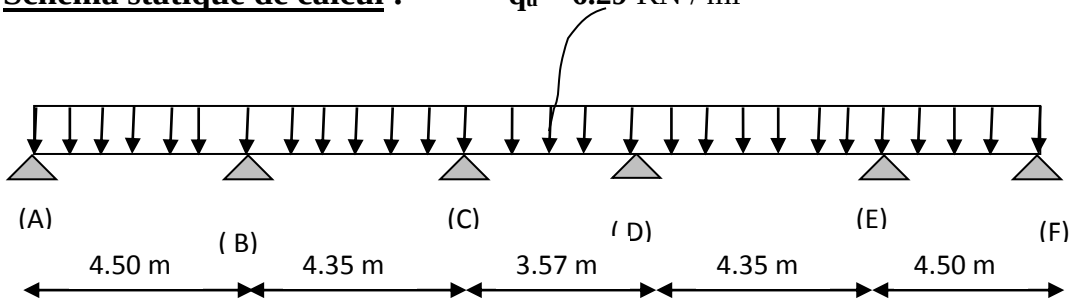


Figure III.6.2 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

V -2- CALCUL DES RAPPORTS DES CHARGES :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \qquad avec \qquad 0 \le \alpha \le \frac{2}{3} \qquad \alpha = \frac{1.5}{5.50+1.5} = 0.21 \prec \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	**(1 + 0.3α)**	**(1 + 0.3α) / 2**	**(1.2 + 0.3α) / 2**
0.21	1.063	0.5315	0.6315

V -2-1- Calcul des moments isostatique :

➢ ***En travée :***

$$M_0 = \frac{q_u . l_1^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D – E	E - F
L(m)	4.50	4.35	3.57	4.35	4.50
M_0	15.92	14.88	10.02	14.88	15.92

➢ ***En appuis :***

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

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	4.77	7.96	6.37	6.37	7.96	4.77

V -2-2- Calcul des moments en travées :

➢ ***Travée de rive A – B***

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

$$M_{tAB} \geq 1.063 \times 15.92 - \frac{4.77 + 7.96}{2}$$

$M_{tAB} \geq 10.56$ KN.m

♦ $M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{01} = 0.6315$ x 15.92 = 10.05 KN.m

On prend : M_{tAB} = 10.56 KN.m

➢ ***Travée intermédiaire B - C***

♦ $M_{tBC} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$$M_{tBC} \geq 1.063 \times 14.88 - \frac{7.96 + 6.37}{2}$$

$M_{tBC} \geq 8.65$ KN.m

♦ $M_{tBC} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_{02} = 0.5315 \text{ x } 14.88 = 7.90 \text{ KN.m}$

On prend : $M_{tBC} = 8.65$ KN.m

➢ ***Travée intermédiaire C- D***

♦ $M_{tCD} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tCD} \geq 1.063 \times 10.02 - \frac{6.37 + 6.37}{2}$

$M_{tCD} \geq 4.28$ KN.m

♦ $M_{tCD} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_{03} = 0.5315 \text{ x } 10.02 = 5.32$ KN.m

On prend : $M_{tCD} = 5.32$ KN.m

➢ ***Travée intermédiaire D - E***

♦ $M_{tDE} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tDE} \geq 1.063 \times 14.88 - \frac{6.37 + 7.96}{2}$

$M_{tDE} \geq 8.65$ KN.m

♦ $M_{tDE} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_{04} = 0.5315 \text{ x } 14.88 = 7.90$ KN.m

On prend : $M_{tDE} = 8.65$ KN.m

➢ ***Travée de rive E - F***

♦ $M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$ et $(1 + 0.3\ \alpha) \geq 1.05$

$M_{tEF} \geq 1.063 \times 15.92 - \frac{7.96 + 4.77}{2}$

$M_{tEF} \geq 10.56$ KN.m

♦ $M_{tEF} \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_{05} = 0.6315 \text{ x } 15.92 = 10.05$ KN. M

On prend : $M_{tEF} = 10.56$ KN.m

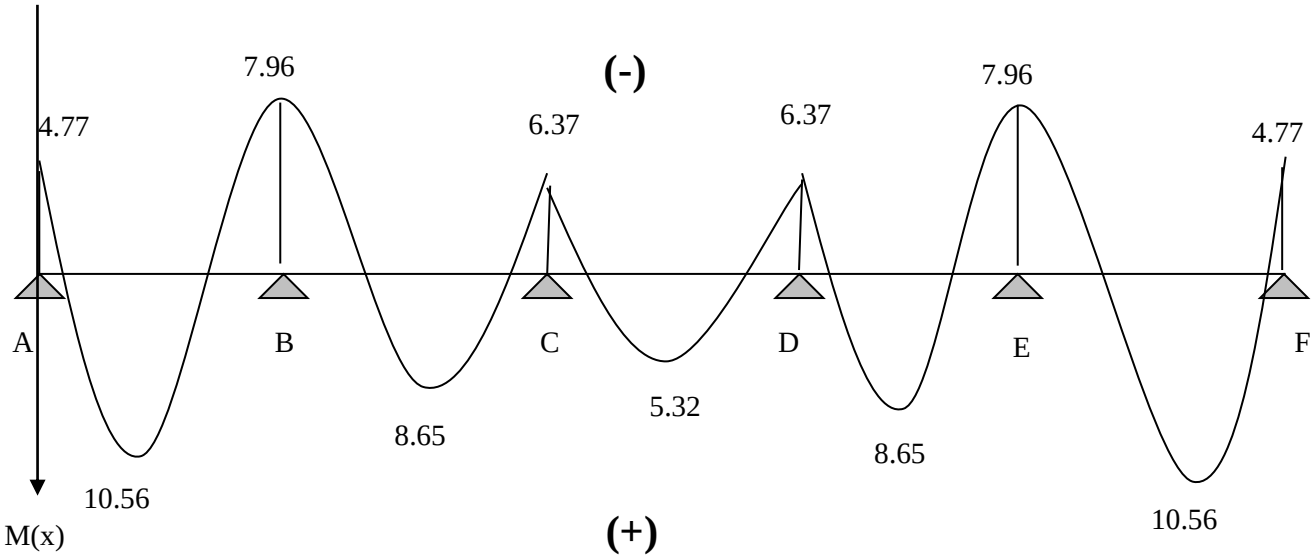


Figure III.6.3 : Diagramme des moments fléchissant

V -2-3- <u>Calcul de l'effort tranchant</u> :

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

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

- ***<u>La travée A – B</u>***

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

$$V_A = \quad V_A = \frac{6.29 \times 4.50}{2} + \frac{(-7.96) - (-4.77)}{4.50} = 13.44KN$$

.

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

$$V_B = -\frac{6.29 \times 4.50}{2} + \frac{(-7.96) - (-4.77)}{4.50} = -14.86KN$$

- ***La travée B– C***

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

$$V_B = \quad V_B = \frac{6.29 \times 4.35}{2} + \frac{(-6.37)-(-7.96)}{4.35} = 14.05KN$$

$$V_C = -\frac{6.29 \times 4.35}{2} + \frac{(-6.37)-(-7.96)}{4.35} = -13.31KN$$

- ***La travée C – D***

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

$$V_C = \quad V_C = \frac{6.29 \times 3.57}{2} + \frac{(-6.37)-(-6.37)}{3.57} = 11.23KN$$

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

$$V_D = \quad V_D = -\frac{6.29 \times 3.57}{2} + \frac{(-6.37)-(-6.37)}{3.57} = -11.23KN$$

- ***La travée D – E***

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

$$V_D = \quad V_D = \frac{6.29 \times 4.35}{2} + \frac{(-7.96)-(-6.37)}{4.35} = 13.31KN$$

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

$$V_E = \quad V_E = -\frac{6.29 \times 4.35}{2} + \frac{(-7.96)-(-6.37)}{4.35} = -14.05KN$$

- ***La travée E– F***

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

$$V_E = \quad V_E = \frac{6.29 \times 4.50}{2} + \frac{(-4.77)-(-7.96)}{4.50} = 14.86KN$$

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

$$V_F = \quad V_F = -\frac{6.29 \times 4.50}{2} + \frac{(-4.77)-(-7.96)}{4.50} = -13.44KN$$

T(x)(KN)

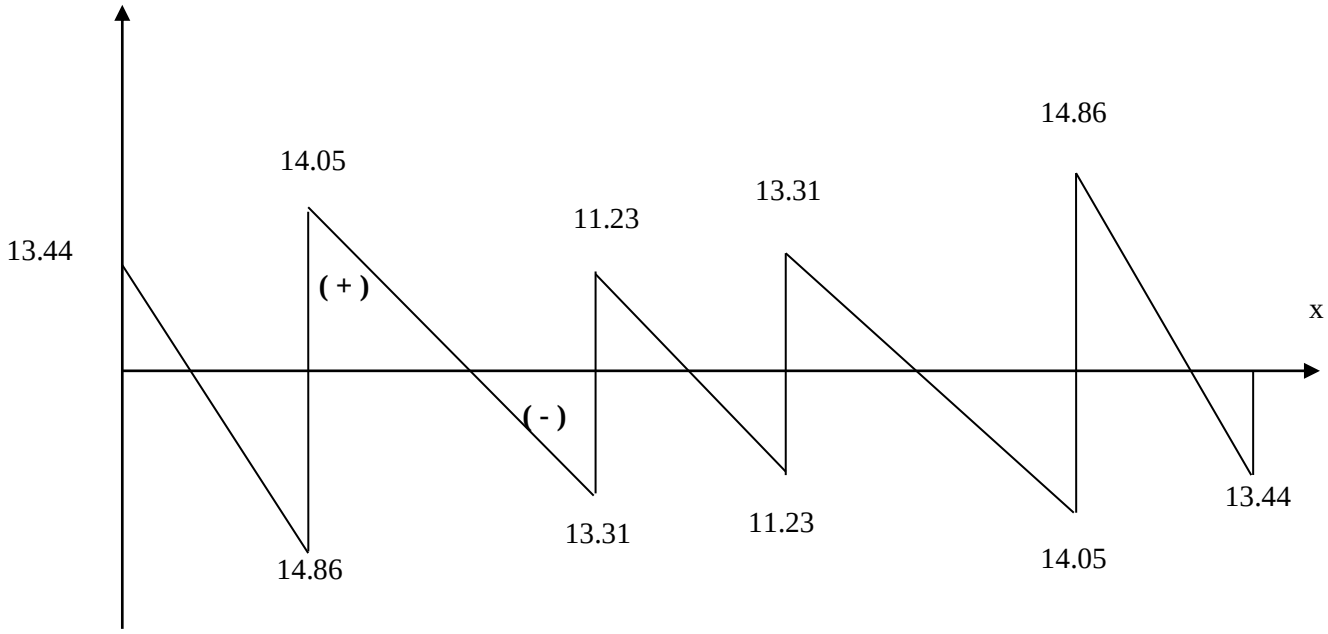


Figure III.6.4 : diagramme des efforts tranchants

V -3- FERRAILLAGE À L'ELU :

V -3-1 – Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

M_t^{max} = 10.56 KN.m et M_a^{max} = 7.96 KN.m

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

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm: d = 18cm

➢ ***En travées*** **:**

M_t^{max} = 10.56 KN.m

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

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \qquad Avec : f_{bu} = 14{,}2\,MPa$$

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

$$M_t = 59{,}072\,KN.m$$

$M^{max}{}_t = 10.56\,KN.m \langle M_t \Rightarrow L'axe\ neutre\ est\ dans\ la\ table\ de\ compression$;

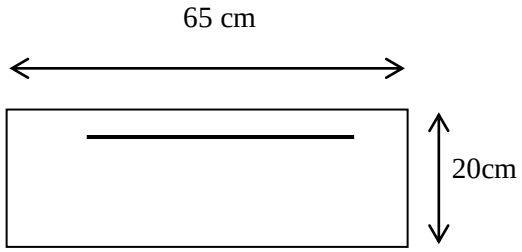
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm^2.

$$\mu = \frac{M^{max}{}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.56 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0{,}053$$

$$\mu = 0{,}053 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0{,}053 \rightarrow \beta = 0{,}9725$$

$$A = \frac{M^{t}{}_{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.56 \times 10^5}{0{,}9725 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.61\,cm^2$$



Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

➢ ***Aux appuis :***

M_a^{max} = 7.96 KN.m

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

$$\mu = \frac{M_a{}^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.96}{0{,}12 \times (0{,}18)^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0.144$$

μ =0,144< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

μ =0,144 $\Rightarrow \beta = 0.922$

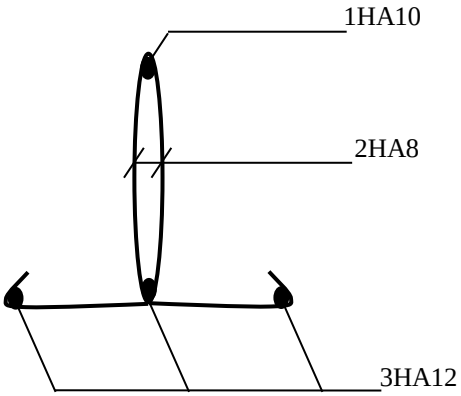
$$A_a = \frac{M_a{}^{max}}{\beta d \sigma s} = \frac{7.96 \times 10^4}{0{,}922 \times 0{,}18 \times 348 \times 10^3} = 1.38 cm^2.$$

A_a =1.38 cm^2. On adopte **2HA10 =1.57 cm²**

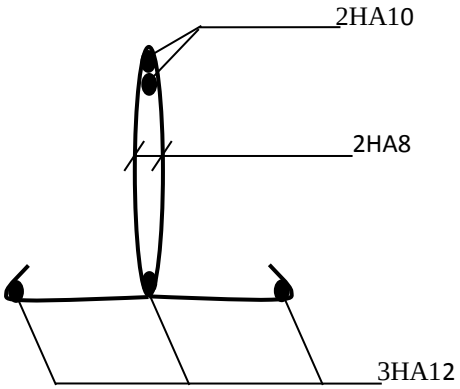
Conclusion :

En travée : **3HA 12 = 3.39 cm².** *Aux appuis* : **2HA 10 = 1.57 cm².**

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



Plan de ferraillage de la poutrelle en travée



Plan de ferraillage de la poutrelle au niveau des appuis

V -3-2 – <u>Armatures transversales</u> : *(Art. A.7.2.2/BAEL91)*

$$\phi_t = \min\left(h/35, b_0/10, \phi_1\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1{,}4\right) = 0{,}57cm$$

<u>On adopte</u> : **2 HA8 = 1.00 cm²**

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

V -3-3 – <u>Espacement des armatures</u> : *(Art. A.5.1.22.BAEL91)*

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

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

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

VI - <u>VÉRIFICATION À L'ELU</u> :

VI -1- <u>Condition de non fragilité</u> :

- ***<u>En travée</u>*** **:**

A_{min}=0.23 b d f_{t28}/fe = 0,23×65×18×2,1/400 =1,41 cm²

A_t = 4.62 cm² > A_{min} =1,41 cm² → Condition vérifiée

- ***Sur appuis*** **:**

A_{min}= 0.23 b_0 d f_{t28}/fe = 0,23×12×18×2,1/400 = 0,26 cm^2

A_a = 1.57 cm^2 > A_{min} = 0,26 cm^2 → Condition vérifiée

VI -2- Vérification de la contrainte tangentielle :

V_u^{max}= 14.86 KN

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0\, d = 14.86\times10^3/120\times180$$
$$\tau_u = 0{,}69MPa$$
$$\bar{\tau}_u = \min(0.13\, fc_{28}; 5MPa) = 3{,}25MPa$$
$$\tau_u = 0{,}69MPa \le \bar{\tau}_u = 3{,}25MPa \Rightarrow Condition\ \ vérifiée$$

VI -3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

En travée :

$$\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi\ f_{t28} = 3{,}15MPa$$
$$\tau_{se} = V_u / 0{,}9\, d \sum u_i \quad avec \sum u_i = n\times\Pi\times\Phi = 3.14\times(3\times14) = 113.04mm:$$
$$\tau_{se} = \frac{14.86\times10^3}{0{,}9\times180\times113.04} = 0.811MPa$$
$$\tau_{se} = 0.811MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa \Rightarrow condition\ vérifier$$
$$\Rightarrow Pas\ de\ risque\ d'entrainement\ des\ barres\ longitudinales$$

Aux appuis :

$$\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi\ f_{t28} = 3{,}15MPa$$
$$\tau_{se} = V_u / 0{,}9\, d \sum u_i \quad avec \sum u_i = n\times\Pi\times\Phi = 3.14\times(2\times10) = 62.8mm:$$
$$\tau_{se} = \frac{14.86\times10^3}{0{,}9\times180\times62.8} = 1.46MPa$$
$$\tau_{se} = 1.46MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa \Rightarrow condition\ vérifier$$
$$\Rightarrow Pas\ de\ risque\ d'entrainement\ des\ barres\ longitudinales$$

VI -4- l'ancrage des barres :

$\bar{\tau}_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 2{,}1 = 2.83 MPa$ **,** avec $\psi_s = 1.5$ *pour HA*

La longueur de scellement droit : $L_s = \phi \dfrac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1{,}2 \times \dfrac{400}{4 \times 2{,}83} = 42.40 cm$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi$ ⟶ $L_s = 42.40$ cm

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$L_c = 0.4 \times 42.4 = 16.96$ cm

$L_c = 17$ cm

VI -5- Vérification de la contrainte de cisaillement : *(BAEL 91Art A.5.1.1)*

$V_{u\,max} = 14.86$ KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14.86 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.127$$

$\tau_u = 0.143$ MPa

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$ *(BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)*

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5MPa\right\} = \min\{4.347, 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 MPa$$

$\tau_u = 0.127$ MPa $< \bar{\tau}_u = 4.347 MPa$ Condition vérifiée.

VII - CALCUL À L' E L S :

VII -1 - MOMENT DE FLEXION À L'E.L.S : (*BAEL 91 ; modifié 99)*

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcule à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.72$

$q_u = 1.35\,G + 1.5\,Q = 6.29$ KN / ml

$q_s = G + Q = 4.55$ KN / ml

$\Big\}$ $q_s / q_u = 0.72$

VII -1- 1- <u>Les moments en travées</u> :

M_{tAB} = 10.56 x 0.72 = 7.60 KN.m

M_{tBC} = 8.65 x 0.72 = 6.23 KN.m

M_{tCD} = 5.32 x 0.72 = 3.83 KN.m

M_{tDE} = 8.65 x 0.72 = 6.23 KN.m

M_{tEF} = 10.56 x 0.72 = 7.60 KN.m

VII -1- 2- <u>Les moments en appuis</u> :

M_A = 4.77 x 0.72 = 3.43 KN.m

M_B = 7.96 x 0.72 = 5.73 KN.m

M_C = 6.37 x 0.72 = 4.59 KN.m

M_D = 6.37 x 0.72 = 4.59 KN.m

M_E = 7.96 x 0.72 = 5.73 KN.m

M_F = 4.77 x 0.72 = 3.43 KN.m

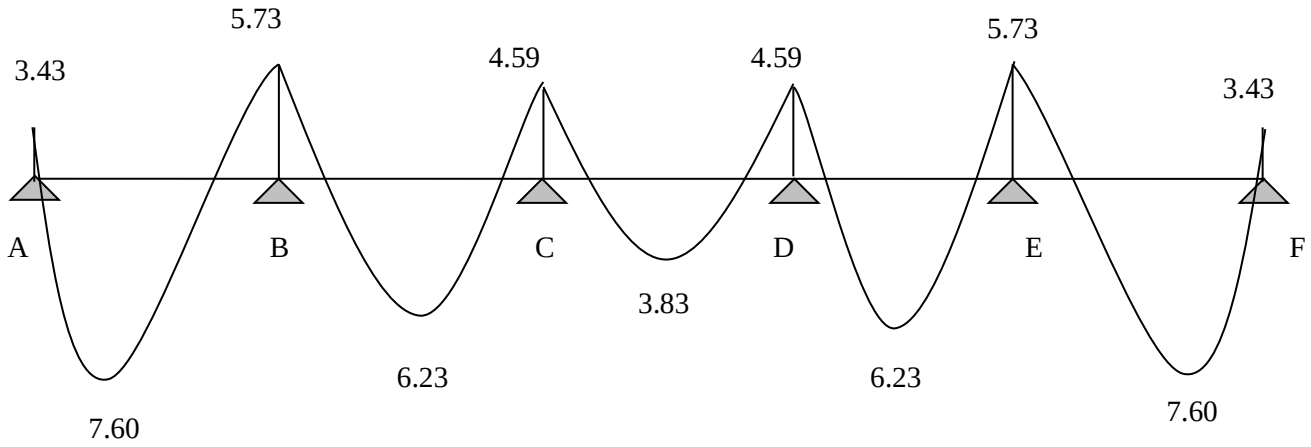


Figure III.6.5: Diagramme des moments fléchissant

VII -2 - EFFORT TRANCHANT À L'E.L.S :

- ***Travée A – B :***

V_A = 13.44 x 0.72 = 9.68 KN

V_B = -14.86 x 0.72 = - 10.70 KN

- ***Travée B – C :***

V_B = 14.05 x 0.72 = 10.12 KN

V_C = -13.31 x 0.72 = - 9.58 KN

- ***Travée C – D :***

V_C = 11.23 x 0.72 = 8.08 KN

V_D = -11.23 x 0.72 = - 8.08 KN

- ***Travée D – E :***

V_D = 13.31 x 0.72 = 9.58 KN

V_E = -14.05 x 0.72 = - 10.12 KN

- ***Travée E – F :***

V_E = 14.86 x 0.72 = 10.70 KN

V_F = -13.44 x 0.72 = - 9.68 KN

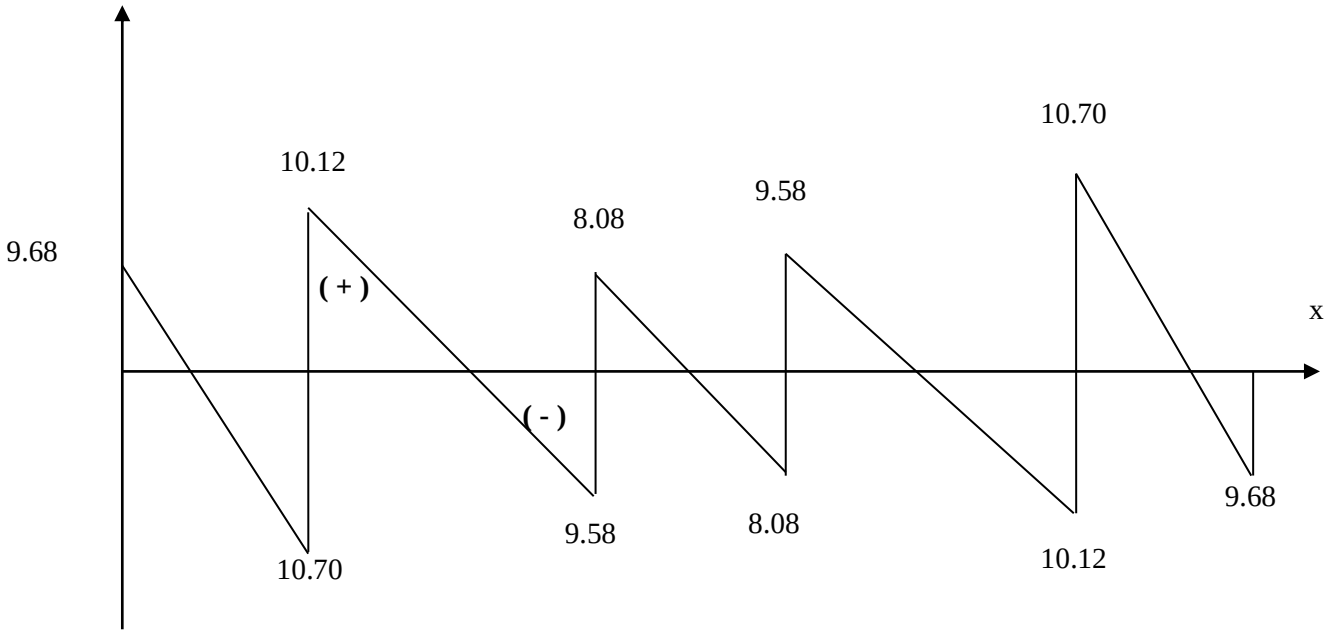


Figure III.6.6: diagramme des efforts tranchants

VII -3 - VÉRIFICATION À L'E.L.S :

VII -3 -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

VII -3 -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$\sigma_{bc} \langle \overline{\sigma}_{bc} \qquad avec: \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s \quad avec: \sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

- ***En travée*** **:**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

Interpolation :

$$\frac{1.569 - 1.560}{1.588 - 1.560} = \frac{\beta_1 - 0.837}{0.836 - 0.837}$$

$\beta_1 = 0.8366$

$$\frac{1.569 - 1.560}{1.588 - 1.560} = \frac{K_1 - 15.67}{15.49 - 15.67}$$

$K_1 = 15.612$ ------► $K = 0.064$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta.d.A_s} = \frac{7.60 \times 10^6}{0.8366 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 148.87 MPa$$

$K.\sigma_s = 9.53 < 15 MPa \Rightarrow$ *condition vérifiée*

- ***Sur appuis :***

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

Interpolation :

$$\frac{0.73 - 0.719}{0.735 - 0.719} = \frac{\beta_1 - 0.877}{0.876 - 0.877}$$

$\beta_1 = 0.8763$

$$\frac{0.73 - 0.719}{0.735 - 0.719} = \frac{K_1 - 25.65}{25.32 - 25.65}$$

$K_1 = 25.42$ ------► $K = 0.039$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta.d.A_s} = \frac{5.73 \times 10^6}{0.8763 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 231.38 MPa$$

$K.\sigma_s = 9.02 < 15 MPa \Rightarrow$ *condition vérifiée*

VII -3 -3- <u>Etat limite de déformation</u> :*(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)*

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se disposer de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1 ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

<u>Calcul de la flèche</u> :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \overline{f} \quad \Rightarrow \quad \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \ mm$$

<u>Avec</u> :

$\overline{f}$ **:** La flèche admissible

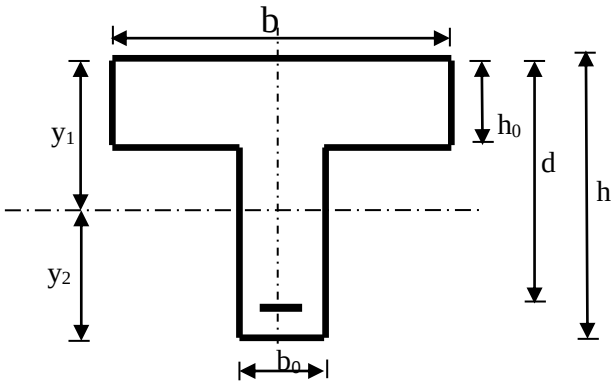
E_V **:** Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \ MPa$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.



Aire de la section homogénéisée :

$B_0 = B + n\,A = b_0 \times h + (b - b_0)\,h_0 + 15A_S$

$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12).\,4 + 15 \times 3.39$

$B_0 = 502.85$ cm

FigureIII.6.7:dimention de la section en Té

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3cm^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56cm$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2\right] + 15 \times 3.39(12.56 - 2)^2$$

$I_0 = 21800$ cm^4

Calcul des cœfficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0{,}0157$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0{,}68;\ 0\} = 0{,}68$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 21800}{1 + 1.047 \times 0{,}68} = 14007.34 Cm^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.60 \times 4.50^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14007.34 \times 10^{-8}} = 0.010m = 10mm \succ \overline{f} = 9mm \quad \Rightarrow \quad \textit{Condition non vérifiée}$$

Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**

$f = 0.0086m = 8{,}6mm \prec \overline{f} = 9mm \Rightarrow$ *Condition vérifiée*

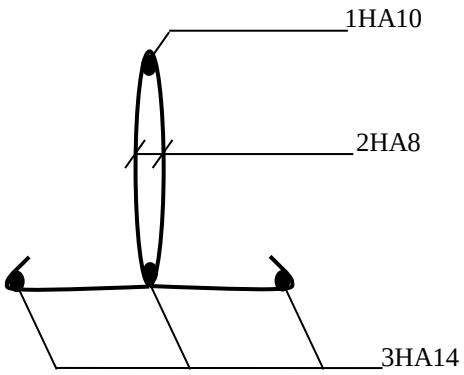


Figure III.6.8: ***Plan de ferraillage de la poutrelle en travée***

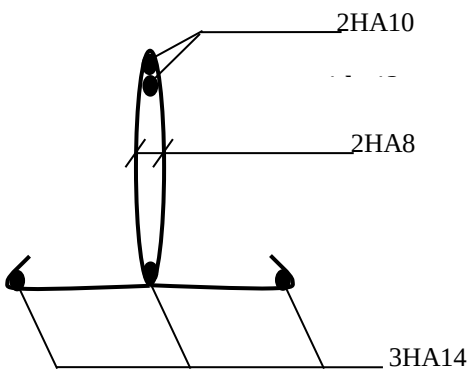


Figure III.6.9: ***Plan de ferraillage de la poutrelle au niveau des appuis***

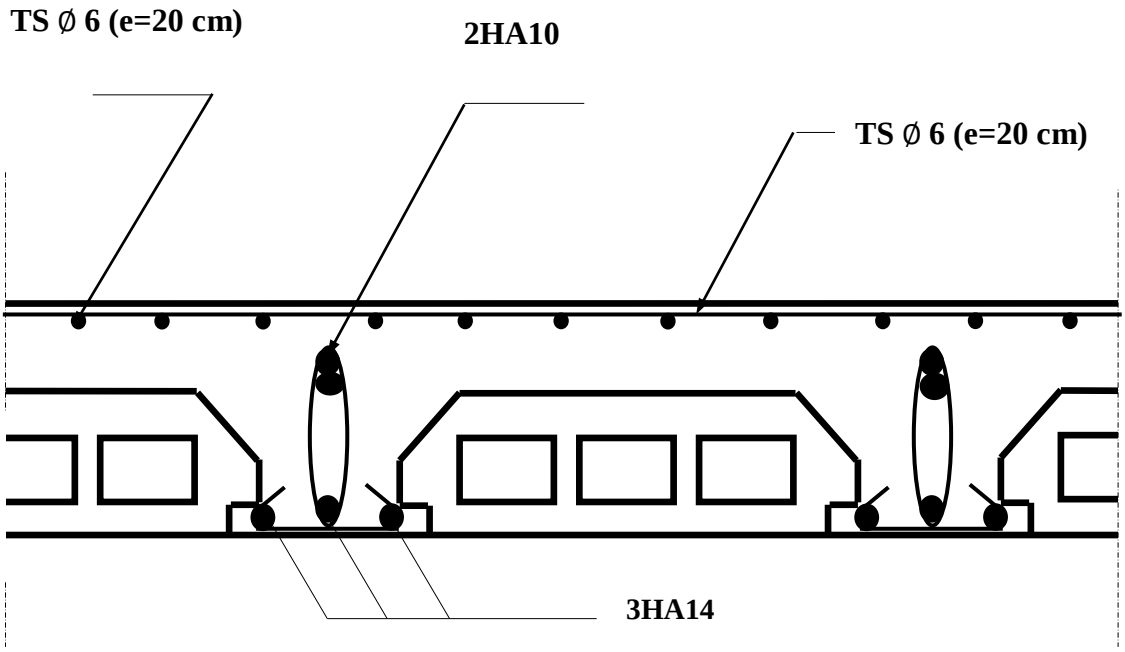


Figure III.6.10: Plan de ferraillage du plancher

ETUDE DE CONTREVENTEMENT :

INTRODUCTION :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui

Peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, a la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'un part, et dans les portiques d'un part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer (une inertie fictive)

Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

- **Les refends longitudinaux sens (x-x):** $I_y = \frac{e \times l^3}{12}$

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivant

Tableau IV.1 : Inertie des voiles sens (y-y)

Voile	L(m)	e (m)	I_y (m^4)
Voile 01	1,1	0,2	0,0222
Voile 02	1,1	0,2	0,0222
Voile 03	1,1	0,2	0,0222
Voile 04	1,1	0,2	0,0222
Voile 05	1,1	0,2	0,0222
Voile 06	1,1	0,2	0,0222
Voile 07	1,1	0,2	0,0222
Voile 08	2,2	0,2	0,1775
Voile 09	2,2	0,2	0,1775
Voile 10	2,2	0,2	0,1775
Voile 11	2,2	0,2	0,1775
Voile 12	2,7	0,2	0,3280
Voile 13	2,7	0,2	0,3280

- **Les refends transversaux sens (y-y) :**

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivent :

Tableau IV.2 : Inertie des voiles sens (y-y)

Voile	L(m)	e (m)	I_x (m^4)
Voile 01	4,4	0,20	1,420
Voile 02	4,4	0,20	1,420
Voile 03	4,4	0,20	1,420
Voile 04	4,4	0,20	1,420
Voile 05	3,4	0,20	0,655

Calcul des rigidités au niveau des portiques :

Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  Rectangulaire pour le vent.
  Triangulaire pour le séisme.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Etapes de calcul :

- **Calcul des rigidités linéaire des poteaux et poutres :**

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

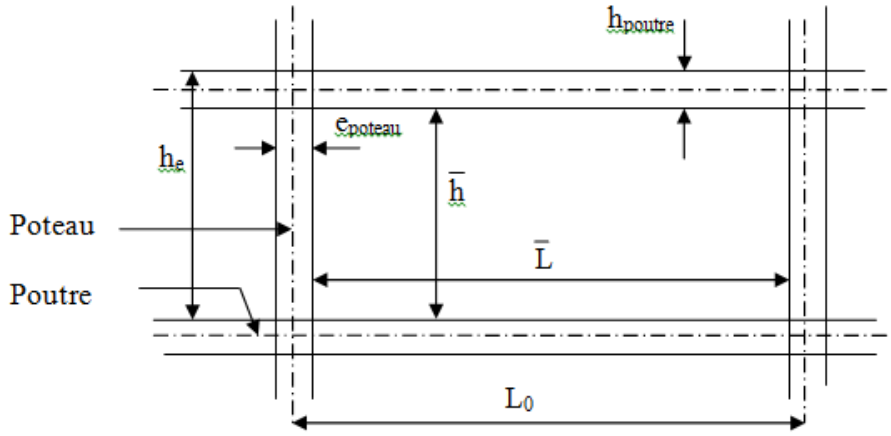


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

h: Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\bar{L}$: Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : Hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

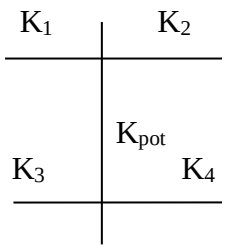
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

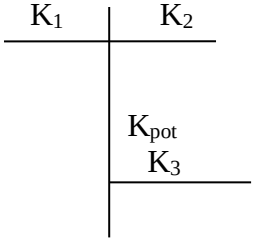
Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

- **Cas étage courant et RDC :**

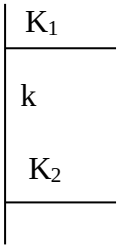
En général : $\overline{K} = \dfrac{\sum K_i \sup + \sum K_i \inf}{2K_{pot}}$



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

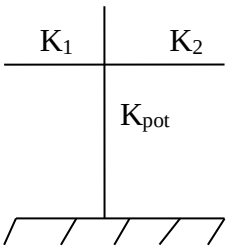


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

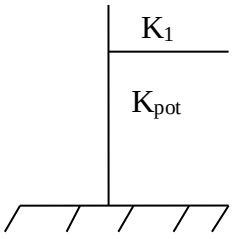


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- **Cas de S-SOL :**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.5 : Rigidités des poutres principales.

NIVEAUX	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (m^4)	L_c (m)	K_{poutre} (m^3)
07 et 08	1-2	30	40	16×10^{-4}	4,15	$3,85\times10^{-4}$
	2-3			16×10^{-4}	4,45	$3,59\times10^{-4}$
et 09	3-4			16×10^{-4}	4,15	$3,85\times10^{-4}$
03 et 04	1-2	30	40	16×10^{-4}	4,10	$3,90\times10^{-4}$
	2-3			16×10^{-4}	4,40	$3,64\times10^{-4}$
05 et 06	3-4			16×10^{-4}	4,10	$3,90\times10^{-4}$
RDC	1-2	30	40	16×10^{-4}	4,05	$3,95\times10^{-4}$
1 et 2	1-2			16×10^{-4}	4,35	$3,68\times10^{-4}$
	2-3			16×10^{-4}	4,05	$3,95\times10^{-4}$

Tableau VI.6 : Rigidités des poutres secondaires.

NIVEAUX	Travées	b (cm)	h (cm)	I_{poutre} (m^4)	L_c (m)	K_{poutre} (m^3)
	A – B					
07 et 08	B - C				4,225	$2,53\times10^{-4}$
	C - D	30	35	$10,7\times10^{-4}$	4,075	$2,62\times10^{-4}$
et 09	D - E				3,295	$3,24\times10^{-4}$
	E - F				4,075	$2,62\times10^{-4}$
					4,225	$2,53\times10^{-4}$
	A - B				4,175	$2,56\times10^{-4}$
03 et 04	B - C				4,025	$2,66\times10^{-4}$
	C - D	30	35	$10,7\times10^{-4}$	3,245	$3,30\times10^{-4}$
05et 06	D - E				4,025	$2,66\times10^{-4}$
	E - F				4,175	$2,56\times10^{-4}$
	A - B				4,125	$2,59\times10^{-4}$
RDC	B - C				3,975	$2,69\times10^{-4}$
	C -D	30	35	$10,7\times10^{-4}$	3,195	$3,35\times10^{-4}$
1 et 2	D - E				3,975	$2,69\times10^{-4}$
	E - F				4,125	$2,59\times10^{-4}$

Tableau IV.7 : Rigidités des poteaux sens longitudinal.

NIVEAUX	Poteaux	b (cm)	h (cm)	I_{poteau} (m^4)	h_c (m)	K_{poteau} (m^3)
07 **08 et 09**	A B C D E F	45	45	$34,17\times10^{-4}$	2,935 2,935 2,935 2,935 2,935 2,935	$1,16\times10^{-3}$
03 et 04 **05 et 06**	A B C D E F	50	50	$52,08\times10^{-4}$	2,96 2,96 2,96 2,96 2,96 2,96	$1,76\times10^{-3}$
1 et 2	A B C D E F	55	55	$76,25\times10^{-4}$	2,985 2,985 2,985 2,985 2,985 2,985	$2,55\times10^{-3}$
RDC	**A** **B** **C** **D** **E** **F**	55	55	$76,25\times10^{-4}$	4,005 4,005 4,005 4,005 4,005 4,005	$1,90\times10^{-3}$

Tableau IV.8 : Rigidités des poteaux sens transversal.

NIVEAUX	poteaux	b (cm)	h (cm)	I_{poteau} (m^4)	h_c (m)	K_{poteau} (m^3)
07 et 08 et 09	1 2 3 4	45	45	$34,17\times10^{-4}$	2,885 2,885 2,885 2,885	$1,18\times10^{-3}$
03 et 04 05 et 06	1 2 3 4	50	50	$52,08\times10^{-4}$	2,91 2,91 2,91 2,91	$1,80\times10^{-3}$
01 et 02	1 2 3 4	55	55	$76,25\times10^{-4}$	2,935 2,935 2,935 2,935	$2,60\times10^{-3}$
RDC	1 2 3 4	55	55	$76,25\times10^{-4}$	3,955 3,955 3,955 3,955	$1,93\times10^{-3}$

Coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- **Cas d'étage courant et RDC :**

$$a = \frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$$

Calcul des rigidités des poteaux (i) au niveau (j) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_C^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2MPa$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 9 : Rigidités des poteaux sens transversale :

Niveau	Travée	K_{pout} (m^3)	Poteau	K_{pot}(m^3)	$\overline{K}$	a_{ij}	h_c (m)	r_j^i(*K*N/m)	R(N/m)
7 et 8 9	1 - 2	$3{,}85\times10^{-4}$	1	$1{,}18\times10^{-3}$	0,326	0,140	2,885	22183,77	120109,28
			2		0,630	0,239		37870,87	
	2 - 3	$3{,}59\times10^{-4}$	3		0,630	0,239		37870,87	
	3 - 4	$3{,}85\times10^{-4}$	4		0,326	0,140		22183,77	
3 et 4 5 et 6	1 - 2	$3{,}90\times10^{-4}$	1	$1{,}80\times10^{-3}$	0,217	0,099	2,91	23500,34	130282,28
			2		0,419	0,173		41640,80	
	2 - 3	$3{,}64\times10^{-4}$	3		0,419	0,173		41640,80	
	3 - 4	$3{,}90\times10^{-4}$	4		0,217	0,099		23500,34	
1 et 2	1 - 2	$3{,}95\times10^{-4}$	1	$2{,}60\times10^{-3}$	0,152	0,071	2,935	24256,94	135975,52
			2		0,293	0,128		43730,82	
	2 - 3	$3{,}68\times10^{-4}$	3		0,293	0,128		43730,82	
	3 - 4	$3{,}95\times10^{-4}$	4		0,152	0,071		24256,94	
RDC	1 - 2	$3{,}95\times10^{-4}$	1	$1{,}93\times10^{-3}$	0,205	0,093	3,955	17497,81	97084,64
			2		0,395	0,165		31044,51	
	2 - 3	$3{,}68\times10^{-4}$	3		0,395	0,165		31044,51	
	3 - 4	$3{,}95\times10^{-4}$	4		0,205	0,093		17497,81	

Tableau IV. 1 : Rigidités des poteaux sens longitudinal

Niveau	Travée	$K_{pout}(m^3)$	Poteau	$K_{pot}(m^3)$	$\overline{K}$	a_{ij}	h_c (m)	r_j^i(N/m)	R(KN/m)
7 et 8 9	A-B B-C C-D D-E E-F	$2,53\times10^{-4}$ $2,62\times10^{-4}$ $3,24\times10^{-4}$ $2,62\times10^{-4}$ $2,53\times10^{-4}$	A B C D E F	$1,16\times10^{-3}$	0,218 0,444 0,505 0,505 0,444 0,218	0,098 0,182 0,201 0,201 0,182 0,098	2,935	15004,06 27864,69 30773,64 30773,64 27864,69 15004,06	147284,78
3 et 4 **5 et 6**	A-B B-C C-D D-E E-F	$2,56\times10^{-4}$ $2,66\times10^{-4}$ $3,30\times10^{-4}$ $2,66\times10^{-4}$ $2,56\times10^{-4}$	A B C D E F	$1,76\times10^{-3}$	0,145 0,296 0,339 0,339 0,296 0,145	0,067 0,129 0,145 0,145 0,129 0,067	2,96	15371,50 29595,88 33266,69 33266,69 29595,88 15371,50	156468,14
1 et 2	A-B B-C C-D D-E E-F	$2,59\times10^{-4}$ $2,69\times10^{-4}$ $3,35\times10^{-4}$ $2,69\times10^{-4}$ $2,59\times10^{-4}$	A B C D E F	$2,55\times10^{-3}$	0,101 0,207 0,237 0,237 0,207 0,101	0,048 0,094 0,106 0,106 0,094 0,048	2,985	15854,28 31047,96 35011,53 35011,53 31047,96 15854,28	163827,54
RDC	A-B B-C C-D D-E E-F	$2,59\times10^{-4}$ $2,69\times10^{-4}$ $3,35\times10^{-4}$ $2,69\times10^{-4}$ $2,59\times10^{-4}$	A B C D E F	$1,90\times10^{-3}$	0,136 0,278 0,318 0,318 0,278 0,136	0,064 0,122 0,137 0,137 0,122 0,064	4,005	11742,72 22384,56 25136,76 25136,76 22384,56 11742,72	118528,08

Calcul des rigidités des voiles par niveaux : $R_{vx} = \dfrac{12E_i I_y}{h_j^3}$

- **Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :**

Tableau IV.11 : Rigidités des voiles longitudinaux

Niveaux	Voiles	h (m)	I_y (m^4)	R_{xy}	$\sum R_{xy}$
1/2/3 4/5/6 7/8/9	VL1	2,71	0,0222	430525,72	29504586,98
	VL2	2,71	0,0222	430525,72	
	VL3	2,71	0,0222	430525,72	
	VL4	2,71	0,0222	430525,72	
	VL5	2,71	0,0222	430525,72	
	VL6	2,71	0.0222	430525,72	
	VL7	2,71	0,0222	430525,72	
	VL8	2,71	0,1775	3442266,46	
	VL9	2,71	0,1775	3442266,46	
	VL10	2,71	0,1775	3442266,46	
	VL11	2,71	0,1775	3442266,46	
	VL12	2,71	0,3280	6360920,55	
	VL13	2,71	0,3280	6360920,55	
RDC	VL1	3,73	0,0222	165112,7	11315426,2
	VL2	3,73	0,0222	165112,7	
	VL3	3,73	0,0222	165112,7	
	VL4	3,73	0,0222	165112,7	
	VL5	3,73	0,0222	165112,7	
	VL6	3,73	0.0222	165112,7	
	VL7	3,73	0,0222	165112,7	
	VL8	3,73	0,1775	1320157,85	
	VL9	3,73	0,1775	1320157,85	
	VL10	3,73	0,1775	1320157,85	
	VL11	3,73	0,1775	1320157,85	
	VL12	3,73	0,3280	2439502,95	
	VL13	3,73	0,3280	2439502,95	

Tableau IV.12 : **Rigidités des voiles transversaux**.

Niveaux	Voiles	h (m)	I_y (m^4)	R_{xy} (Kn/m)	$\sum R_{xy}$
1/2/3 4/5/6 7/8/9	VT1 VT2 VT3 VT4 VT5	2,66 2,66 2,66 2,66 2,66	1,4197 1,4197 1,4197 1,4197 0,6550	29114254,39 29114254,39 29114254,39 29114254,39 13432300,22	129889317,8
RDC	VT1 VT2 VT3 VT4 VT5	3,68 3,68 3,68 3,68 3,68	1,4197 1,4197 1,4197 1,4197 0,6550	10995301,09 10995301,09 10995301,09 10995301,09 5072847,93	49054052,29

Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et

Refends : Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes **(calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé)**, dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonnes**, et de comparer ces déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m^4**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une (inertie fictive) puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante : $\mathbf{I = \frac{f_n}{D_n}}$ **avec**

$\mathbf{D_n}$: déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$\Delta \boldsymbol{n}$: déplacement du portique au niveau n

$\boldsymbol{f_n}$**:** flèche du refend au même niveau

I : inertie fictive du portique au niveau n

Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est I=1 m^4, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des« moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux.

La flèche est donnée par la formule suivante : $\boldsymbol{f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}}$

S_i : surface de trapèze $\boldsymbol{S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}}$

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré : $\boldsymbol{d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}}$

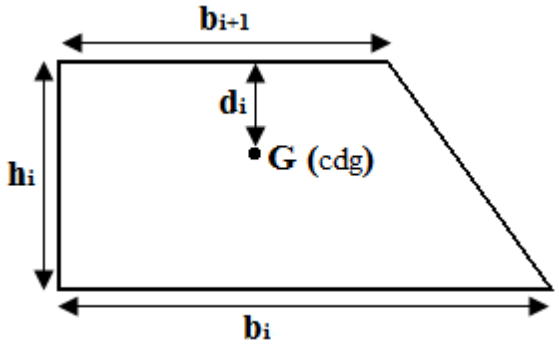


Figure IV.2 : trapèze de calcul

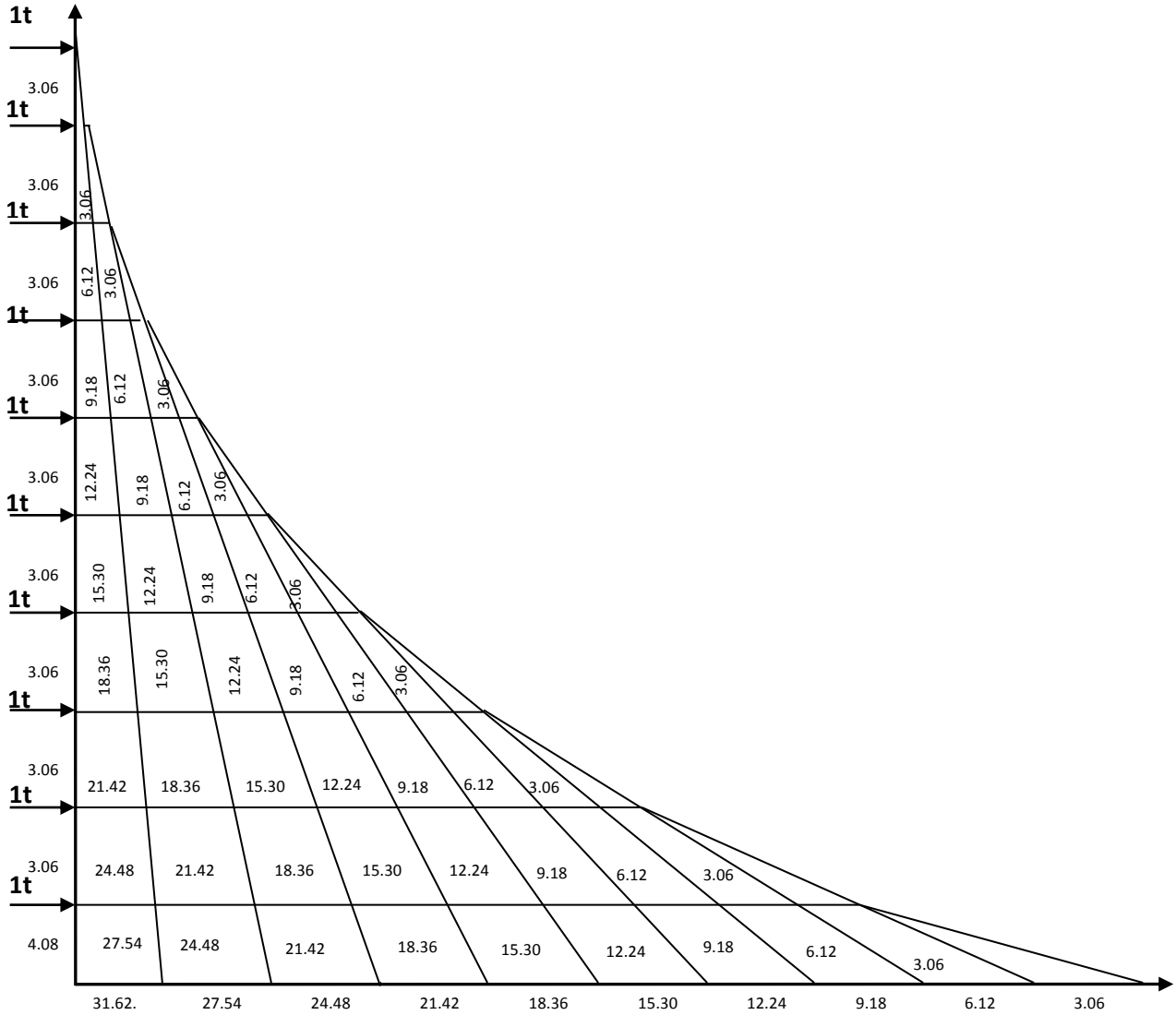


Figure IV.3 : diagramme des moments des aires

Tableau IV.13 : la flèche des moments des aires

niveau	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	$S_i(m^2)$	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$f_i \times EI$
9	3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.59	45642.44
8	3.06	9.18	3.06	18.57	1.78	33.14	39647.47
7	3.06	18.36	9.18	42.4	1.70	71.63	33685.82
6	3.06	30.6	18.36	74.90	1.66	124.33	27814.90
5	3.06	45.9	30.6	117.04	1.63	190.78	20744.50
4	3.06	64.26	45.9	168.54	1.61	271.35	16718.60
3	3.06	85.68	64.26	229.40	1.60	367.04	11751.46
2	3.06	110.16	85.68	299.63	1.59	476.41	7390.61
1	3.06	137.7	110.16	379.22	1.58	599.17	2286.24
RDC	4,08	169.32	137.7	626.32	2.11	1321.53	1321.53

Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

- **Calcul des déplacements des portiques :**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : hauteur d'étage.

M_n : moment d'étage avec $M_n = T_n \times h_e$

T_n : effort tranchant au niveau n

$\boldsymbol{E\theta}$: rotation d'étage avec :

Pour les poteaux d'étages courants : $E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$

Pour les poteaux encastrés à la base : $E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$

Pour les poteaux articulés à la base : $E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Tableau IV.14 : Inertie fictives des portiques longitudinaux

Niveaux	Portique	$\sum kpn$ $10^4(m^3)$	$\sum ktn$ $10^4(m^3)$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
09	**A-A**	69,6	13,54	3.06	0	94.2	83.74	256.24	31444.19	45642.44	1.45	8.7
08	**A-A**	69,6	13,54	6.12	3.06	282.5	261.62	800.56	31187.95	39647.47	1.27	7.62
07	**A-A**	69,6	13,54	9.18	6.12	470.8	486.56	1488.87	30387.39	33685.82	1.11	6.66
06	**A-A**	105,6	13,74	12.24	9.18	649.5	656.74	2009.62	28898.52	27814.90	0.96	5.76
05	**A-A**	105,6	13,74	15.30	12.24	835.1	863.04	2640.90	26888.9	20744.50	0.77	4.62
04	**A-A**	105,6	13,74	18.36	15.30	1020.7	1072.78	3282.70	24248	16718.60	0.69	4.14
03	**A-A**	105,6	13,74	21.42	18.36	1206.3	1282.53	3924.54	20965.30	11751.46	0.56	3.36
02	**A-A**	153	13,91	24.48	21.42	1374.9	1423.93	4357.22	17040.76	7390.61	0.43	2.58
01	**A-A**	153	13,91	27.54	24.48	1558.2	1616.55	4946.64	12683.54	2286.24	0.18	1.08
RDC	**A-A**	114	13,91	31.62	27.54	1772.1	1896.30	7736.90	7736.90	1321.53	0.17	1.02

Tableau IV.15 : Inertie fictive des portiques transversaux

Niveaux	Portique	$\sum kpn$ 10^4(m^3)	$\sum ktn$ $10^4(m^3)$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
09	**1-1**	47.2	11.29	3.06	0	121.93	114.99	351.87	38901.93	45642.44	1.7	4.68
08	**1-1**	47.2	11.29	6.12	3.06	338.79	338.41	1035.53	38550.06	39647.47	1.03	4.12
07	**1-1**	47.2	11.29	9.18	6.12	564.66	613.80	1878.23	37514.53	33685.82	0.9	3.6
06	**1-1**	72	11.44	12.24	9.18	780.16	814.08	2491.08	35636.30	27814.90	0.78	3.12
05	**1-1**	72	11.44	15.30	12.24	1003.06	1068.69	3270.19	33145.22	20744.50	0.63	2.52
04	**1-1**	72	11.44	18.36	15.30	1225.96	1327.01	4060.65	29875.03	16718.60	0.56	2.24
03	**1-1**	72	11.44	21.42	18.36	1448.86	1585.33	4851.11	25814.38	11751.46	0.45	1.8
02	**1-1**	104	11.58	24.48	21.42	1651.55	1746.36	5343.86	20963.27	7390.61	0.35	1.4
01	**1-1**	104	11.58	27.54	24.48	1871.76	1982.33	6065.93	15619.41	2286.24	0.15	0.6
RDC	**1-1**	77.2	11.58	31.62	27.54	2128.67	2341.54	9553.48	9553.48	1321.53	0.12	0.48

Résumé :
Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : inerties fictives des portiques

	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08	09	Moy
Sens longitudinal	1.02	1.08	2.58	3.36	4.14	4.62	5.76	6.66	7.62	8.7	4.554
Sens transversal	0.48	0.6	1.4	1.8	2.24	2.52	3.12	3.6	4.12	4.68	2.456

Tableau IV.16 : **pourcentage pour chaque système de contreventement**

	I_{moy} voile	I_{moy} portique	Voile %	Portique %
Sens longitudinal	1.5214	4.554	25.04	74.96
Sens transversal	6.335	2.456	72.06	27.94

Les recommandations de RPA :

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
  D'où le coefficient de comportement **R=5 (tableau 4.3.RPA99 révisé2003).**

V.1. INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numérique telle que la MEF est devenue indispensable.
En s'appuyant sur l'outil informatique et des logiciels de calcul (ETABS, SAP2000,Robot… etc), nous évitons un calcul laborieux et nous augmentons la précision des résultats, c'est ainsi que dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation des étapes de la modélisation de notre structure sur ETABS, en utilisant la méthode des éléments finis. Les résultats obtenus seront commentés.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

Selon le RPA 99, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale.
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$HT \leq 65$m en zone I et IIa. ⟹ **CV**

b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier en plan et en élévation.

⟹ **CV**

c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivant :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2 ⟹ **CNV**

En conclusion la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3.1 Modélisation

V.3.2 définition de l'ETABS :L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, 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 charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

Rappel (terminologie):

- Grid line : ligne de grille
- Joints : noeuds
- Frame : portique (cadre)
- wall : voile
- Elément : élément
- Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- UniformedLoads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier

- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

V.3.3. Étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.

b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).

d) Définition des charges statiques (G, Q).

e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

f) Définition de la charge sismique E.

g) Chargement des éléments.

h) Introduction des combinaisons d'actions.

i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V.4. Modélisation des structures:

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.6.0

a) Première étape :

Cette première étape consiste à spécifier la géométrie des structures à modéliser.

- **Choix de l'unité :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans l'ETABS→ KN-m.

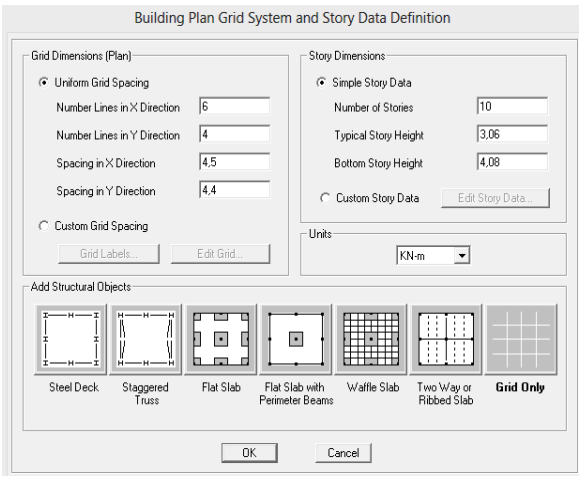
- **Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :**

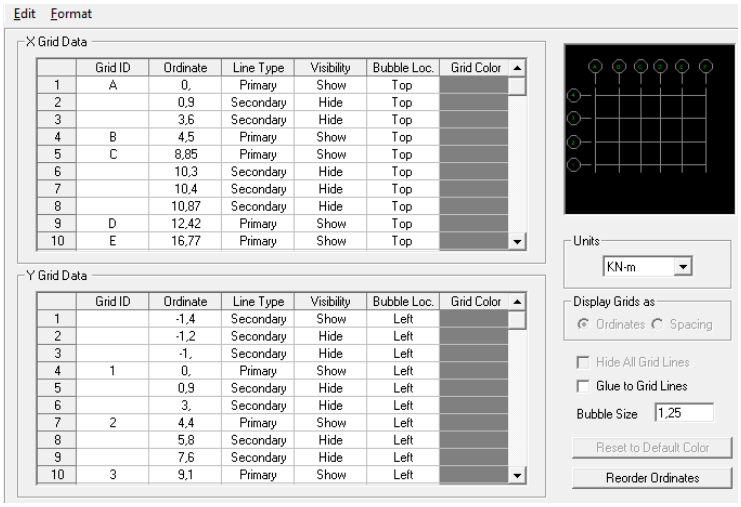
  - ✓ **Définition des caractéristiques géométriques des structures (Builiding plan Grid and Story Data Definition)** :

Cette option nous permit d'introduire les caractéristiques des structures, dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;

- Hauteur d'étage→ story height ;
- Le nombre d'étage→Numder of stories ;
- La hauteur d'étage courant→ typical story hight ;
- La hauteur d'étage en bas →bottom

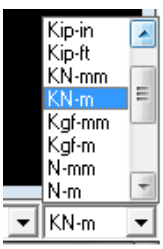


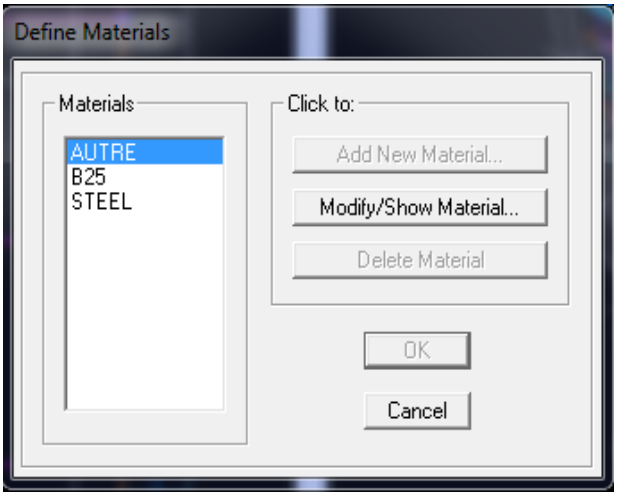


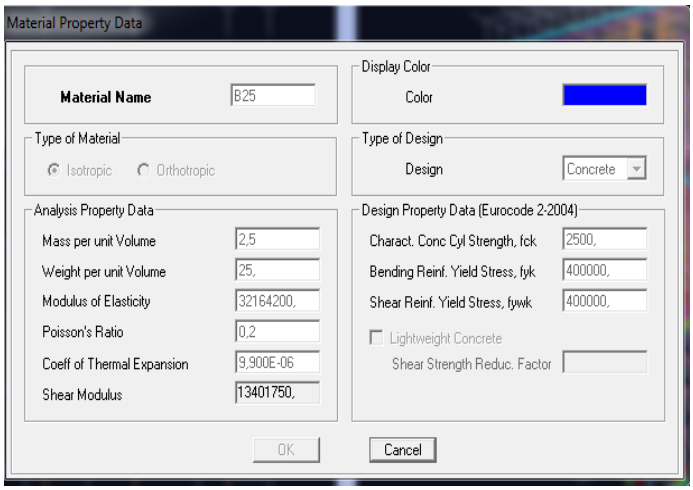
- ✓ **Propriétés mécanique du matériau utilise :**

define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton « B25 ») :







- **Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométrique (les poutres principales et secondaire, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles), qui sont en béton armé « B25 ».

Les démarches à suivre sont:

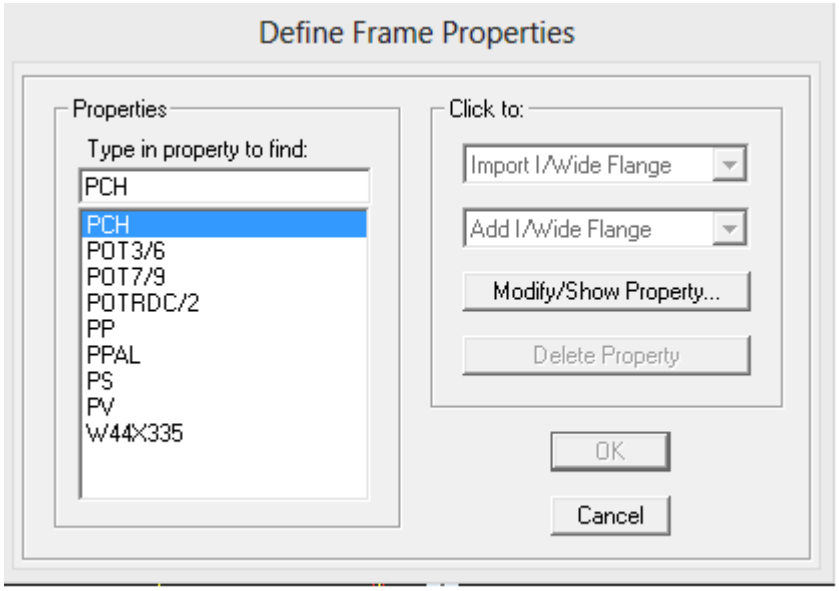
- ✓ **pour les poutres et les poteaux :**

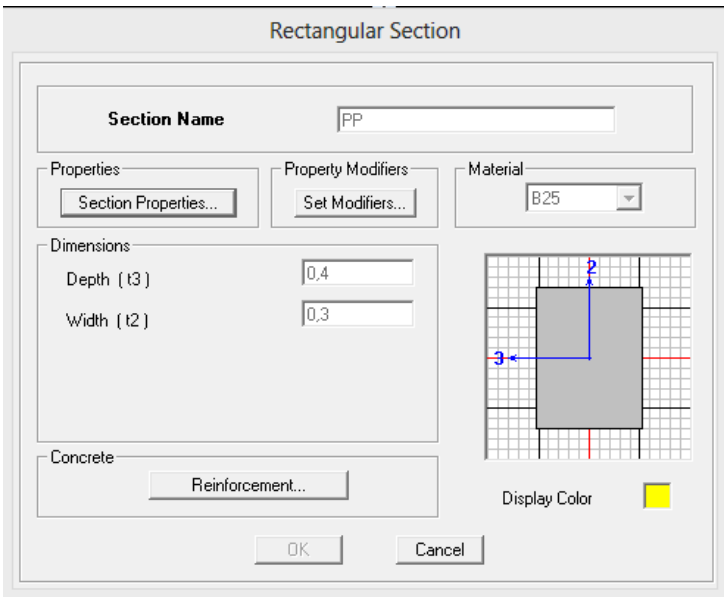
Define → frame sections ou ( )

Icône properties → on sélection tout →delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles « add Tee ».

Remarque : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie : pour les poteaux → column, et pour les poutres → Beam,





✓ **<u>pour les voiles et les dalles pleines :</u>**

Define → wall/ slab/ deck sections, ou( )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :
Element shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

Element membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

- **Affectation des éléments dans les modèles:**

  En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire :

❖ **Les poutres** :Draw → Draw line objects → create lines in region

❖ **Les poteaux:**

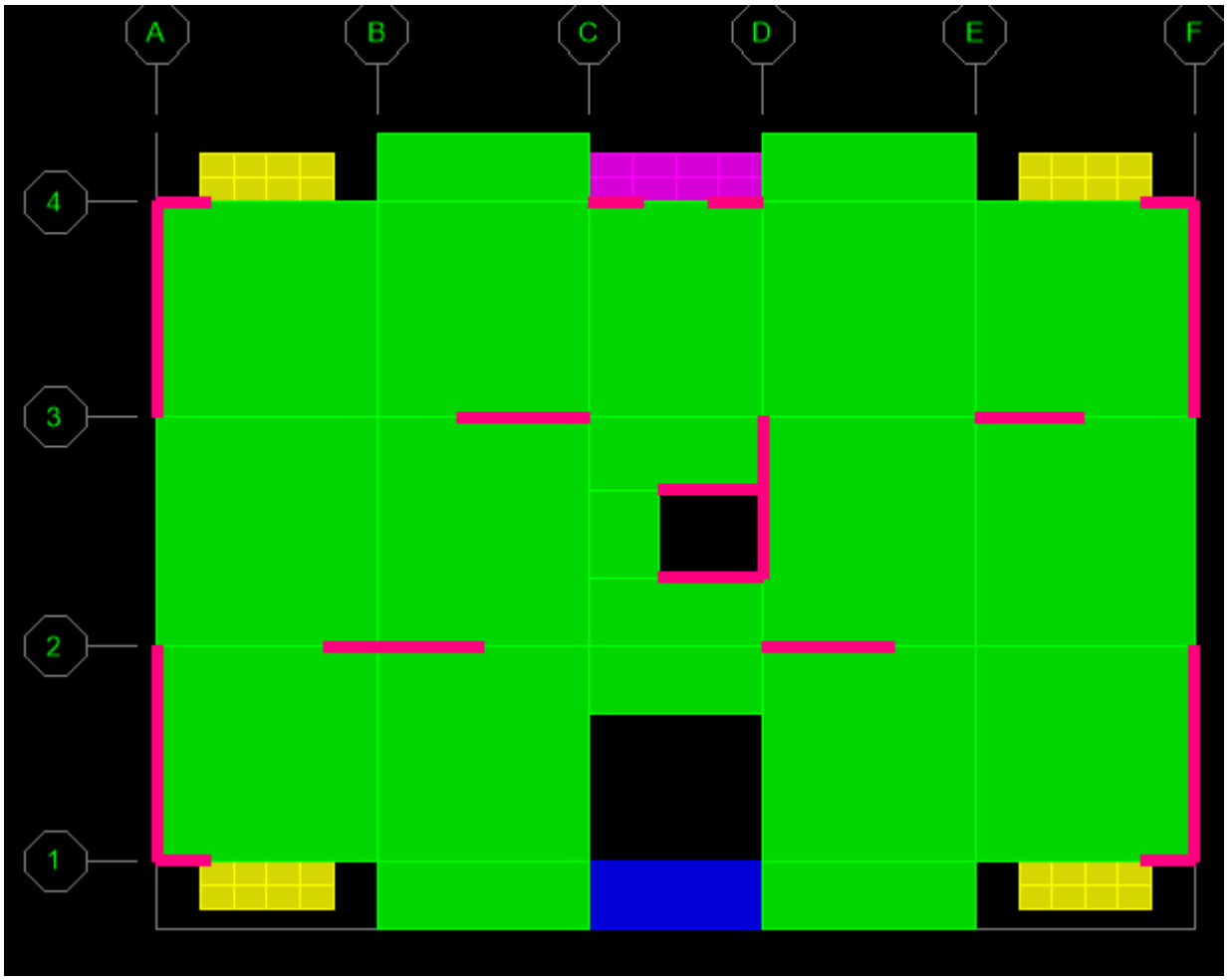
Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ( )

❖ **Les dalles pleines :**

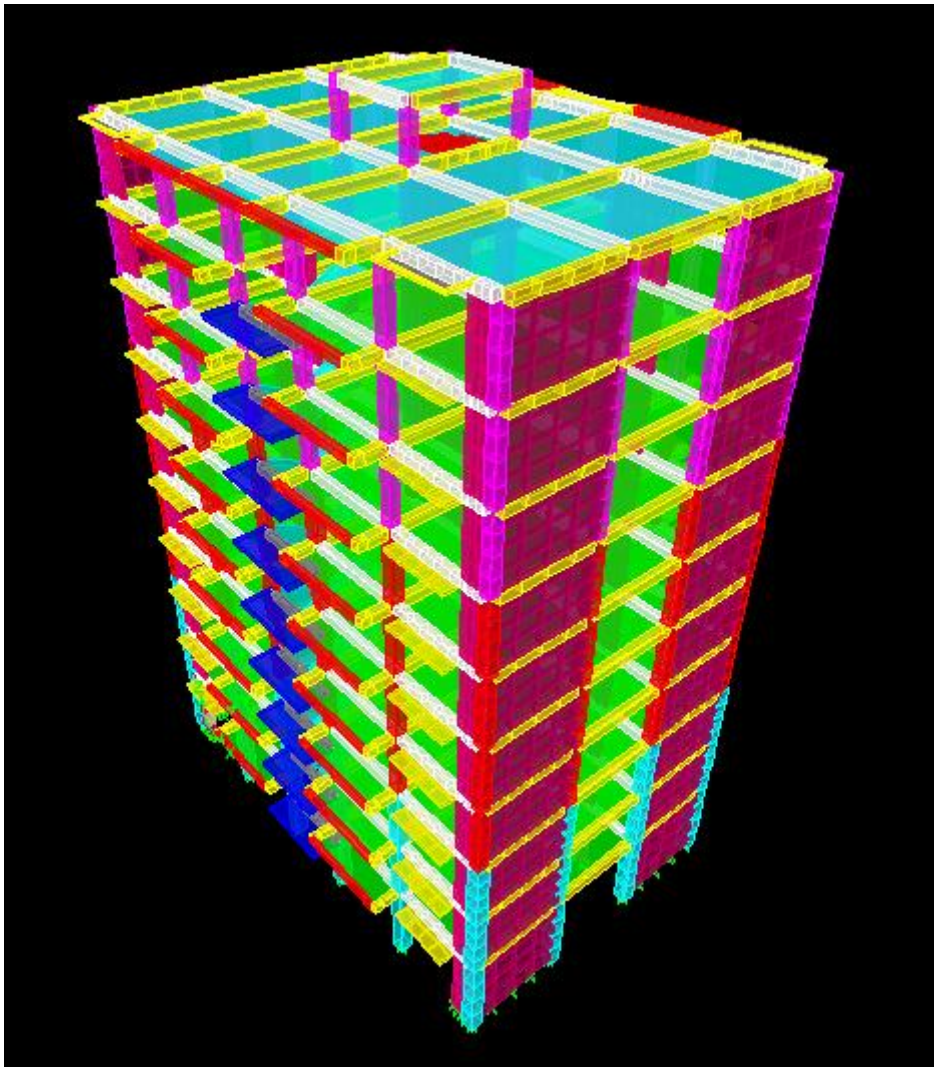
Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas , ou create areas at clicks .

❖ **Les voiles:**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleine ( ) mais on va se mettre en élévation.



Vue en 2D



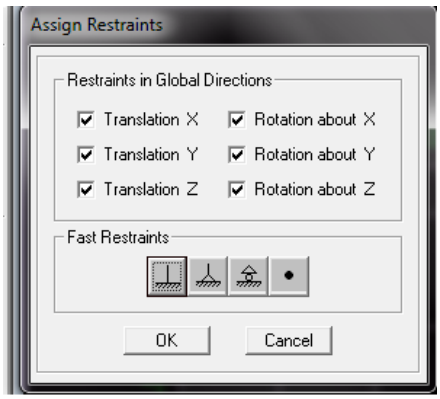
Vue en 3D

b) Troisième étape :

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- **Appuis** :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'etabs on :



- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :

Assing→ joint/ point→ restraints.

- **Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

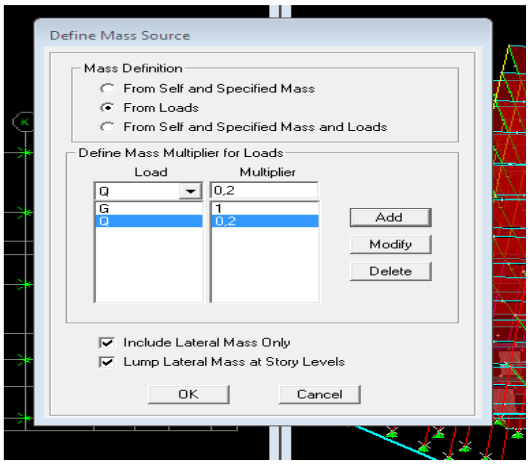
$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5

(Chapitre I)$\beta = 0.2$.

L'instruction : Define→ masse source

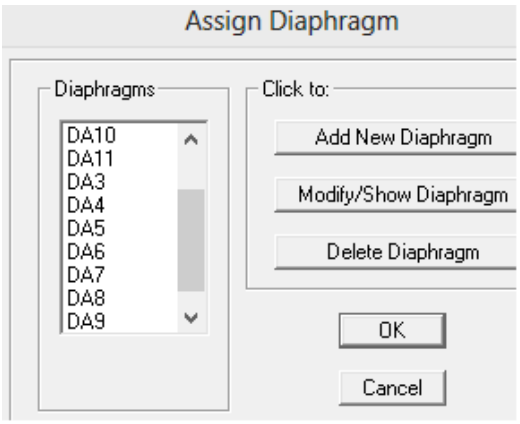
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique



- **Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphragme pour chaque plancher :

Assing→ joint/ point→ Diaphragme



c) Quatrième étape :

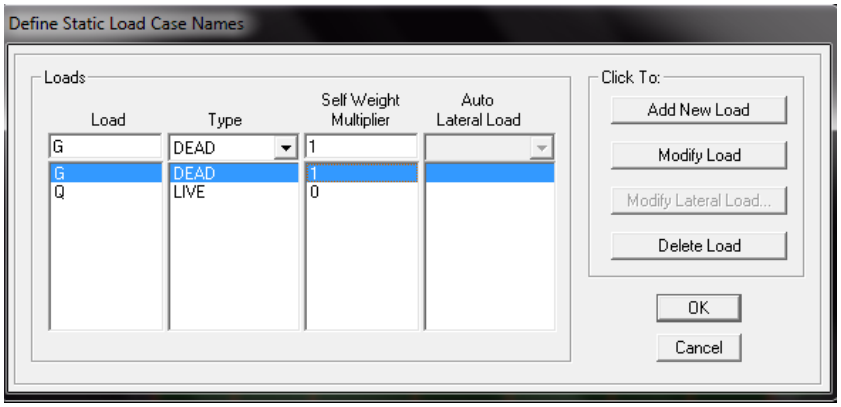
Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

- **Définitions des charges :**

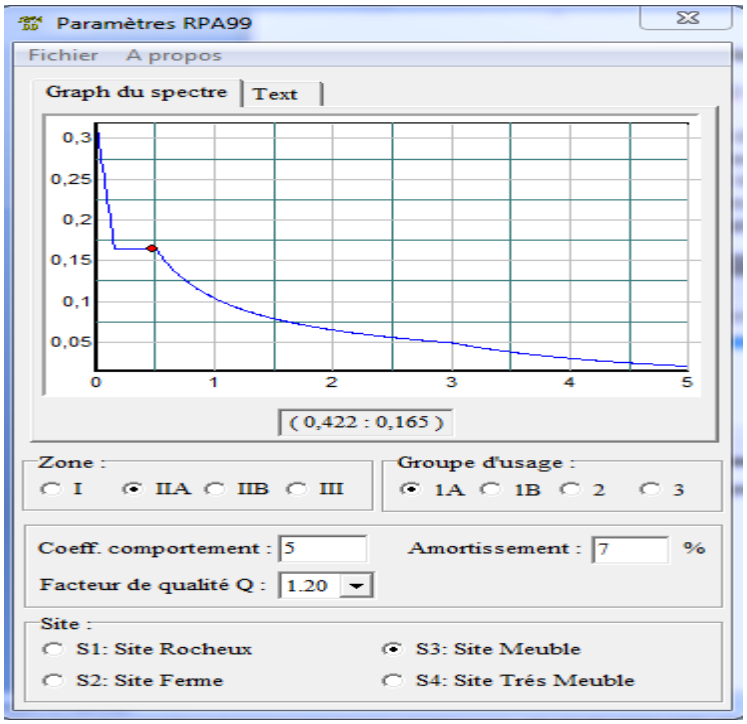
  Define→ static load cases

Cette instruction nous permit de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ouLIVE), sismiques QUAKE , du vent (WIND), de la neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par cotre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0



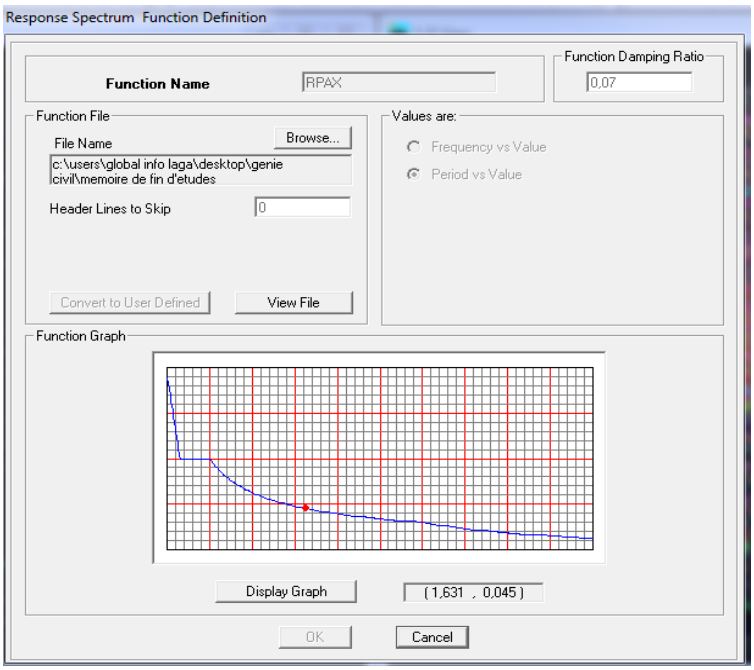
Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

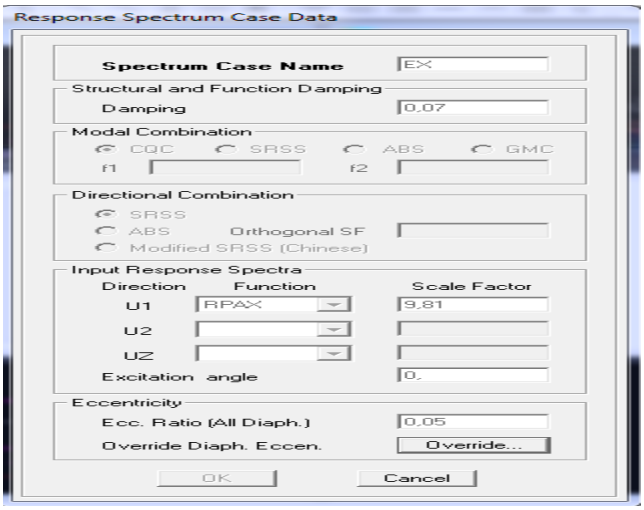
On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text ⇒ Enregistrer**

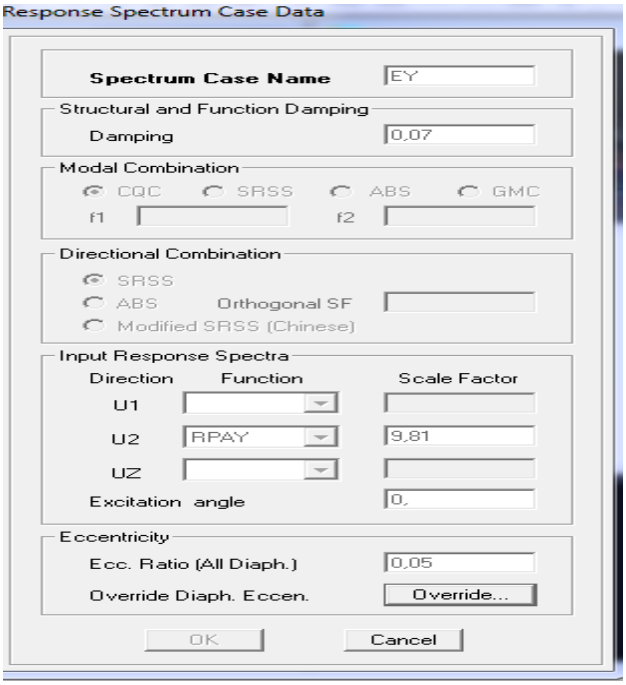
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **: define ⇒ response spectrum ⇒ function spectre from file.**



f. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur **: Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum**





g. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur **: assign ⇒ areas load ⇒ uniform**.

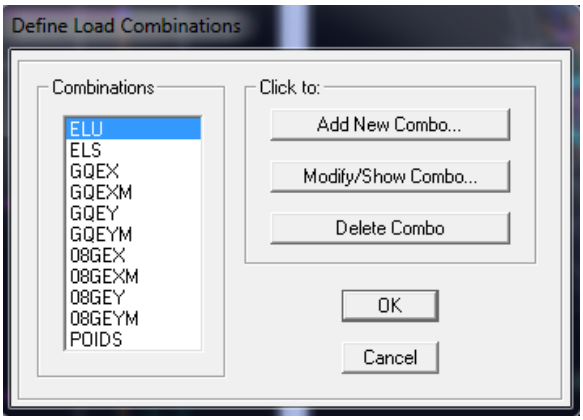
h. Introduction des combinaisons d'actions

❖ **Combinaisons aux états limites**

- ELU 1,35 G+1,5 Q.
- ELS G+Q.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA**

- GQE : G+Q ± E.
- 08 GE : 0,8G ± E



i. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze ⇒ Run Analysis**

- **Visualisation des résultats**

***Déformée de la structure* :** on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

***Diagramme des efforts internes* :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

***Déplacemen*t :** pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement.**

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.

Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
7. Justification du système de contreventement

1. Vérification de l'excentricité :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$
$$|YCM - YCR| \leq 5\ \% Ly\ .$$

Avec:

XCM : *Le centre de masse.*
XCR : *Le centre de torsion.*

Tableau VI-1: Les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	RDC	DA01	460,0059	10,971	6,865	10,892	6,751
	ET1	DA02	432,2160	10,944	6,904	10,899	6,615
	ET2	DA3	413,9023	10,933	6,807	10,911	6,537
	ET3	DA4	396,7659	10,921	6,702	10,927	6,488
	ET4	DA5	396,7659	10,921	6,702	10,945	6,450
	ET5	DA6	396,7659	10,921	6,702	10,962	6,421
	ET6	DA7	392,7903	10,924	6,701	10,978	6,401
	ET7	DA8	388,4102	10,953	6,684	10,991	6,391
	ET8	DA9	377,3292	10,884	6,802	11,003	6,396
	TERRASSE	DA10	352,3580	10,710	6,758	11,011	6,421
	TERRASSE-1	DA11	17,7238	10,635	6,750	10,786	6,717

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

Tableau VI-2: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragma	XCM	XCR	X_{CM} - X_{CR}	5% Lx	condition
Rdc	DA1	10.971	10.892	0.079	1.0635	vérifiée
Et1	DA2	10.944	10.899	0.045	1.0635	vérifiée
Et2	DA3	10.933	10.911	0.022	1.0635	vérifiée
Et3	DA4	10.921	10.927	0.006	1.0635	vérifiée
Et4	DA5	10.921	10.945	0.024	1.0635	vérifiée
Et5	DA6	10.921	10.962	0.041	1.0635	vérifiée
Et6	DA7	10.924	10.978	0.054	1.0635	vérifiée
Et7	DA8	10.953	10.991	0.038	1.0635	vérifiée
Et8	DA9	10.884	11.003	0.119	1.0635	vérifiée
Terrasse	DA10	10.710	11.01	0.301	1.0635	vérifiée
Terrasse1	DA11	10.635	10.786	0.151	1.0635	vérifiée

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5\ \%Ly\ .$$

Tableau VI-3: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Story	Diaphragma	YCM	YCR	X_{CM} - X_{CR}	5% L_Y	condition
Rdc	DA1	6.865	6.751	0.114	0.675	vérifiée
Et1	DA2	6.904	6.615	0.289	0.675	vérifiée
Et2	DA3	6.807	6.537	0.27	0.675	vérifiée
Et3	DA4	6.702	6.488	0.214	0675	vérifiée
Et4	DA5	6.702	6.450	0.252	0.675	vérifiée
Et5	DA6	6.702	6.621	0.081	0.675	vérifiée
Et6	DA7	6.701	6.401	0.3	0.675	vérifiée
Et7	DA8	6.684	6.391	0.293	0.675	vérifiée
Et8	DA9	6.802	6.396	0.406	0.675	vérifiée
Terrasse	DA10	6.758	6.421	0.337	0.675	vérifiée
Terrasse1	DA11	6.750	6.717	0.033	0.675	vérifiée

2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y), (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au quinzième mode dans le sens(x-x) et au quatorzième mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

Tableau VI-4: Pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
1	0,868674	71,9276	0,0604	0,0000	71,9276	0,0604	0,0000	0,0823	99,1028	0,0225	0,0823	99,1028
2	0,636669	0,0473	67,2825	0,0000	71,9749	67,3428	0,0000	97,7080	0,0746	0,1649	97,7903	99,1774
3	0,531422	0,0483	0,1587	0,0000	72,0233	67,5015	0,0000	0,2030	0,0552	66,3244	97,9934	99,2325
4	0,241691	15,5647	0,0132	0,0000	87,5879	67,5147	0,0000	0,0000	0,3942	0,0039	97,9934	99,6268
5	0,148264	0,0166	20,4669	0,0000	87,6046	87,9816	0,0000	1,7013	0,0014	0,0083	99,6947	99,6282
6	0,120033	0,0053	0,0054	0,0000	87,6099	87,9869	0,0000	0,0001	0,0004	21,2606	99,6948	99,6286
7	0,111382	6,2604	0,0025	0,0000	93,8703	87,9894	0,0000	0,0001	0,2954	0,0130	99,6949	99,9240
8	0,071059	0,0501	2,1806	0,0000	93,9204	90,1701	0,0000	0,1008	0,0005	0,0024	99,7957	99,9246
9	0,070067	0,8816	0,0869	0,0000	94,8020	90,2569	0,0000	0,0052	0,0083	0,0021	99,8009	99,9329
10	0,064871	0,0122	0,6417	0,0000	94,8142	90,8987	0,0000	0,0232	0,0002	0,0857	99,8241	99,9331
11	0,062877	0,2250	3,9680	0,0000	95,0391	94,8667	0,0000	0,1199	0,0046	0,0135	99,9440	99,9377
12	0,062479	2,0755	0,3495	0,0000	97,1146	95,2162	0,0000	0,0096	0,0330	0,0013	99,9537	99,9708
13	0,052701	0,0008	0,0005	0,0000	97,1154	95,2167	0,0000	0,0000	0,0000	7,2918	99,9537	99,9708
14	0,042815	1,5360	0,0028	0,0000	98,6514	95,2194	0,0000	0,0000	0,0195	0,0001	99,9537	99,9903
15	0,039615	0,0056	2,8240	0,0000	98,6570	98,0434	0,0000	0,0345	0,0001	0,0001	99,9882	99,9903

Comportement de la structure :

Le premier mode représente une translation suivant (x-x)

Le deuxième mode représente une translation suivant (y-y)

Le troisième mode représente une rotation suivant (z-z)

3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/V2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$ obtenue par la Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} ou ($0{,}8V_{MSE} < Vdyn$)

Calcul de l'action sismique :

Calcul de la force sismique totale V_{MSE} appliquée à la base de la structure

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : **Coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau suivant :

La zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

	Z o n e		
Groupe	**I**	**II**	**III**
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- Groupe d'usage : groupe **2**.
- Zone sismique : zone **IIa**

Donc **A = 0,15**

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini dans le tableau suivant

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de **R**
A	**Béton armé**	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b		3,5
2	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
3	Voiles porteurs	3,5
4a	Noyau	5
4b	Mixte portiques/voiles avec interaction	4
5	Portiques contreventés par des voiles	2
6	Console verticale à masses réparties	2
	Pendule inverse	

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : R = 5.

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q}$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

	P_q	
Critère q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc : $Q_X = Q_y = 1,15$

W : Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec} \quad W_{i=} W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation $\beta = 0,2$ d'après le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions	0,30
	avec places debout.	
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec	0,40
3	places assises	0,50
4	Entrepôts, hangars	1,00
5	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	0,60
	Autres locaux non visés ci-dessus	

D'après l ETABS on a : W = 41320,59 KN

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau suivant

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

η : Facteur de correction d'amortissement

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Donnée par le tableau suivant :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour un contreventement mixte on prend $\boldsymbol{\xi = 10\%}$

Donc $\boldsymbol{\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764}$

Estimation de la période fondamentale de la structure (4.2.4)

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}}$$ RPA **(4-6)**

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage C_T = 0,05 d'après le tableau suivant :

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule

$$T_{xy} = \frac{0{,}09h_N}{\sqrt{d_{xy}}} \qquad \text{RPA (4-7)}$$

d : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0{,}05(h_N)^{0{,}75} = 0{,}05(31{,}62)^{0{,}75} = 0{,}70s$$

$$T_x = \frac{0{,}09 \times 31{,}62}{\sqrt{21{,}27}} = 0{,}62s$$

$$T_y = \frac{0{,}09 \times 31{,}62}{\sqrt{13{,}5}} = 0{,}70s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4-6) et (4-7)

T_x = min (T_x , T_c) = 0,62s

T_y = min (T_y , T_c) = 0,70s

D'après RPA les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{emp} = 0,70 \times 1,3 = 0,91s$

$T_{analytique} = 0,86s$ (ETABS)

$T_{emp} = 0,91s > T_{anly} = 0,86s \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 = 0,4s \le T = 0,91s \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

$D = 2,5 \times 0,764(0,4/0,91)^{0,67}$

$D = 1,10$

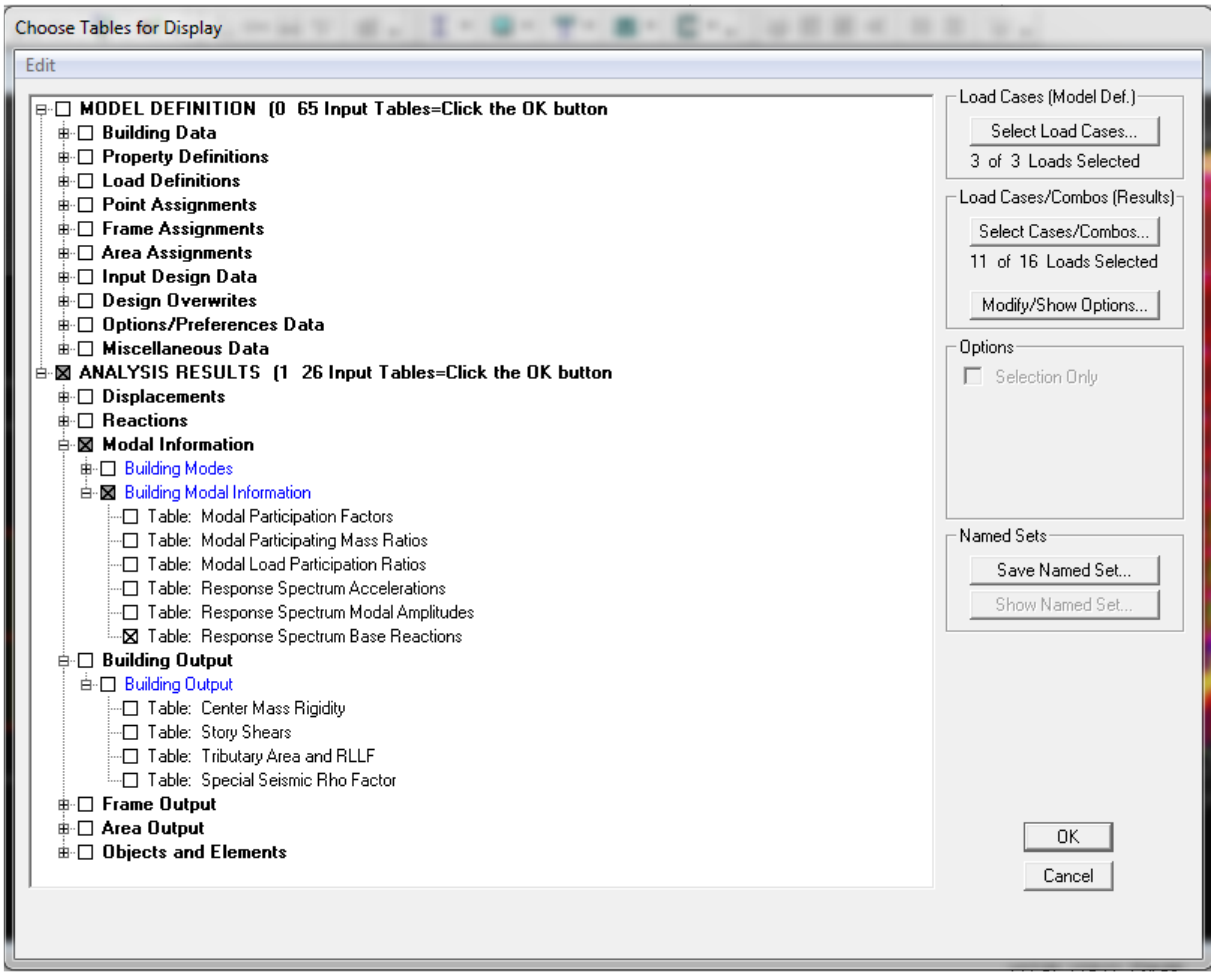
Donc :

$$V_{MSE} = \frac{0,15 \times 1,10 \times 1,15}{5} 41320,59 = 1568,12\ KN$$

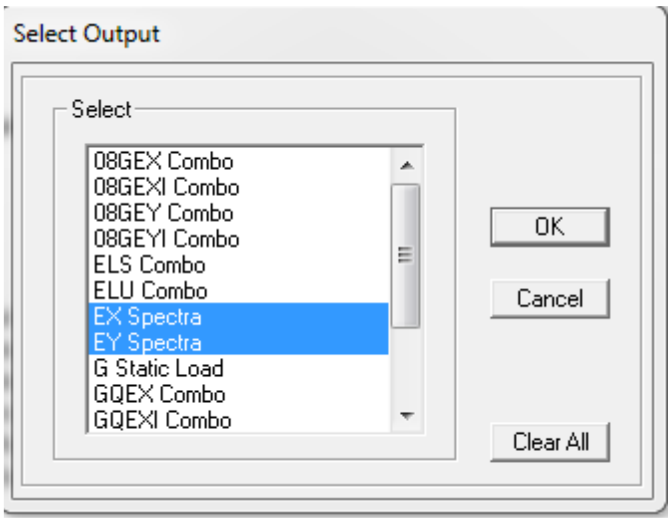
- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display puis show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



Sélectionner la case select cases /combos puis la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 2124{,}98\,[KN]$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 2467{,}98[KN]$$

Sens	V_{MSE}	$0,8V_{MSE}$		V_{dyn}	
longitudinal	1568,12	1254,50	<	2124,98	vérifier
transversal	1568,12	1254,50	<	2467,98	vérifier

4. Déplacement relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10),** les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)**: $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : $déplacement\ dû\ aux\ forces\ sismiques\ F_i (y\ compris\ l'effet\ de\ torsion)$.

R : coefficient de comportement.

$Le\ déplacement\ relatif\ du\ niveau\ k\ par\ rapport\ au\ niveau (k-1) est\ égal$ à: $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant EX :

Story	he	δe	R	$\delta \kappa$	$\delta \kappa - 1$	$\Delta \kappa$	1% h étage	CONDITION
Ter1	2	0,018995	5	0,094975	0,092445	0,00253	0,02	Vérifiée
ter	3,06	0,018489	5	0,092445	0,08398	0,008465	0,0306	Vérifiée
Et8	3,06	0,016796	5	0,08398	0,074885	0,009095	0,0306	Vérifiée
Et7	3,06	0,014977	5	0,074885	0,06503	0,009855	0,0306	Vérifiée
Et6	3,06	0,013006	5	0,06503	0,05454	0,010463	0,0306	Vérifiée
Et5	3,06	0,010908	5	0,05454	0,04359	0,01095	0,0306	Vérifiée
Et4	3,06	0,008718	5	0,04359	0,03255	0,01104	0,0306	Vérifiée
Et3	3,06	0,006510	5	0,03255	0,021945	0,010605	0,0306	Vérifiée
Et2	3,06	0,004389	5	0,021945	0,012505	0,00944	0,0306	Vérifiée
Et1	3,06	0,002501	5	0,012505	0,00493	0,007575	0,0306	Vérifiée
Rdc	4,08	0,000986	5	0,00493	0	0,00493	0,0408	Vérifiée

Suivant y-y :

Story	he	δe	R	$\delta \kappa$	$\delta \kappa - 1$	$\Delta \kappa$	1% $h_{étage}$	CONDITION
Ter1	2	0,013254	5	0 ,06627	0,06337	0,0029	0,02	Vérifiée
ter	3,06	0,012674	5	0,06337	0,05569	0,00768	0,0306	Vérifiée
Et8	3,06	0,011138	5	0,05569	0,04788	0,00781	0,0306	Vérifiée
Et7	3,06	0,009576	5	0,04788	0,040005	0,007875	0,0306	Vérifiée
Et6	3,06	0,008001	5	0,040005	0,032225	0,00778	0,0306	Vérifiée
Et5	3,06	0,006445	5	0,032225	0,02471	0,007515	0,0306	Vérifiée
Et4	3,06	0,004942	5	0,02471	0,01771	0,007	0,0306	Vérifiée
Et3	3,06	0,003542	5	0,01771	0,011525	0,006185	0,0306	Vérifiée
Et2	3,06	0,002305	5	0,011525	0,006415	0,00511	0,0306	Vérifiée
Et1	3,06	0,001283	5	0,006415	0,002545	0,00387	0,0306	Vérifiée
Rdc	4,08	0,000509	5	0,002545	0	0,002545	0,0408	Vérifiée

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles donnés par le RPA, donc la condition de l'article (5.10) du RPA99/2003 est vérifiée.

5. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée **(P)** et le déplacement **(Delta).**

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignorée** dans le calcul.

- **Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

Le grand effet P-Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P-δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2eme ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: *effet* $P-Delta$ *peut* être *négligé*.

Si $0{,}1 \leq \theta_k \leq 0{,}2$: *il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal* à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: *la structure est potentiellement instable et doit* être *redimensionnée*.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} < 0{,}1$$

Avec :

$\boldsymbol{P_k}$: *poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au* $-$ *dessus du niveau* «k»

$$P_k = W_{G_i} + 0{,}2W_{Q_i}$$

$\boldsymbol{V_k}$: *effort tranchant d'étage au niveau* «$\boldsymbol{k}$»

$\boldsymbol{\Delta_k}$: *déplacement relatif du niveau* «k» *par apport au niveau* «$k-1$»

$\boldsymbol{h_k}$: *hauteur d'étage* «k».

Sens xx :

Tableau VI-6: Vérification de l'effet $\boldsymbol{P-\Delta}$.

Story	he	p	ΔK(x)	PΔK(x)	$V_{x\,K}$	he$V_{x\,K}$	θ_x
Ter1	2	194,51	0,00253	0,4921	36,67	73,34	0,0067
ter	3,06	3946,47	0,008465	33,4067	466,52	1427,5512	0,0234
Et8	3,06	3875,6	0,009095	35,2486	799,5	2446,47	0,0144
Et7	3,06	3895,13	0,009855	38,3865	1076,71	3294,7326	0,0116
Et6	3,06	3973,15	0,010463	41,5711	1314,77	3365,1432	0,0123
Et5	3,06	3973,15	0,01095	43,8637	1520,55	4652,883	0,0094
Et4	3,06	3973,16	0,01104	43,8637	1659,45	5077,917	0,0086
Et3	3,06	3973,15	0,010605	42,1352	1841,47	5634,8982	0,0075
Et2	3,06	4332,46	0,00944	40,8984	1963,8	6009,228	0,0068
Et1	3,06	4297,14	0,007575	32,5508	2059,04	6300,6624	0,0052
Rdc	4,08	4886,87	0,00493	24,0923	2124,98	8669,9184	0,0028

Sens yy

Story	he	p	ΔK(y)	PΔK(x)	Vy_K	heV_{xK}	θ_x
Ter1	2	194,51	0,0029	0,5641	50,78	101,56	0,0055
ter	3,06	3946,47	0,00768	30,3089	557,46	1705,8276	0,0178
Et8	3,06	3875,6	0,00781	30,2684	966	2955,96	0,0124
Et7	3,06	3895,13	0,007875	30,6741	1292,37	3954,6522	0,0077
Et6	3,06	3973,15	0,00778	30,9111	1567,61	4796,8866	0,0064
Et5	3,06	3973,15	0,007515	29,8582	1801,18	5511,6108	0,0054
Et4	3,06	3973,16	0,007	27,8121	1995,27	6105,5262	0,0045
Et3	3,06	3973,15	0,006185	24,5739	2153,38	6589,3428	0,0037
Et2	3,06	4332,46	0,00511	22,1389	2284,3	6989,958	0,0032
Et1	3,06	4297,14	0,00387	16,6299	2389,2	7310,952	0,0023
Rdc	4,08	4886,87	0,002545	12,4371	2467,98	10069.35	0,0012

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « **0,1»**. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art7.4.3.1)

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Avec :

$\boldsymbol{N_d}$: *Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.*

$\boldsymbol{B_c}$: *l'aire (section brute) de la section de béton.*

$\boldsymbol{f_{c28}}$: *la résistance caractéristique du béton.*

- Pour les poteaux de (55x55) cm. : Nd=2220.12 kN **Condition vérifiée**

  V= $\frac{2220.12}{55x55x2.5}$=0.29 < 0.3

- Pour les poteaux de (50x50) cm. : Nd=1442.86 kN **Condition vérifiée**

  V= $\frac{1442.86}{50x50x2.5}$=0.23 < 0.3

- Pour les poteaux de (40x40) cm. : Nd=607.29 kN **Condition vérifiée**

  V= $\frac{607.29}{40x40x2.5}$=0.15 < 0.3

1. Ferraillage des poteaux :

INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau VII.A.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

-effort normal maximal ($\mathbf{N_{max}}$) et moment correspondant ($\mathbf{M_{correspondant}}$).

-effort normal minimal ($\mathbf{N_{min}}$) et le moment correspondant ($\mathbf{M_{correspondant}}$).

-moment fléchissant maximal ($\mathbf{M_{max}}$) et l'effort normal correspondant ($\mathbf{N_{correspondant}}$).

- **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Tableau VII.A.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des Poteaux (cm²)	Percentage minimal	Percentage maximal (cm²)	
	A_{min}=0,8% b h (cm²)	Zone de recouvrement A_{max}=6% b h	Zone courante A_{max}=4% b h
(55 x 55)	24,2	181,5	121
(50 x 50)	20	150	100
(45 x 45)	16,2	121,5	81

2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Tableau VII.A.3: Efforts internes dans les poteaux.

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC, 1^{er}, $2^{éme}$ étage	55×55	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-2220,12	40,72
		$N^{min} - M^{corres}$	0,8GE	-1,51	56,88
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-200,9	153,4
$3^{éme}$,$4^{éme}$ $5^{éme}$,$6^{éme}$ étage	50×50	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-1442,86	9,81
		$N^{min} - M^{corres}$	0,8GE	-1,02	6,47
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-156	136,6
,$7^{éme}$, $8^{éme}$,$9^{éme}$ étage	45×45	$N^{max} - M^{corres}$	ELU	-607,3	14,53
		$N^{min} - M^{corres}$	0,8GE	-0,07	51,1
		$N^{corres} - M^{max}$	GQE	-117,9	94,71

Ferraillage longitudinal des poteaux

Tableau VII.A.4 : Calcul des armatures pour les poteaux (ELU)

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	A_{inf} [cm^2]	A_{sup} [cm^2]	A_{min} [cm^2]	ferraillage	$A_{adopté}$ [cm^2]
RDC, 1^{er}, $2^{éme}$ étage	55×55	N^{max} — M^{corres}	-2220,12	40,72	SEC	0	0	24,2	4HA20+8HA14	24,87
		N^{min} — M^{corres}	-1,51	56,88	SPC	3,11	0			
		N^{corres} — M^{max}	-200,9	153,4	SPC	5,92	0			
$3^{éme}$, $4^{éme}$ $5^{éme}$, $6^{éme}$ étage	50×50	N^{max} — M^{corres}	-1442,86	9,81	SEC	0	0	20	4HA16+8HA14	20,35
		N^{min} — M^{corres}	-1,02	6,47	SPC	0,37	0			
		N^{corres} — M^{max}	-156	136,6	SPC	6,48	0			
$5^{éme}$, $6^{éme}$, $7^{éme}$, $8^{éme}$, $9^{éme}$ étage	45×45	N^{max} — M^{corres}	-607,3	14,53	SEC	0	0	16,2	4HA16+8HA12	17,09
		N^{min} — M^{corres}	-0,07	51,1	SPC	3,5	0			
		N^{corres} — M^{max}	-117,9	94,71	SPC	5,02	0			

- **Vérifications à L'ELU :**

a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II_a sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau VII.A.5 : sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.

Section des poteaux $[cm^2]$	%minimal d'armatures $A_{min} = 0,8\% . bh$ $[cm^2]$	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\%. bh$ $[cm^2]$	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\%. bh$ $[cm^2]$
55×55	24,2	121	181,5
50×50	20	100	150
45×45	16,2	81	121,5

- Le diamètre minimum est de **12 mm.**

a-1 détermination de la zone nodale :

.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right\} \quad \text{(Art.7.4.2.1)}$$

$$L' = 2 \times h$$

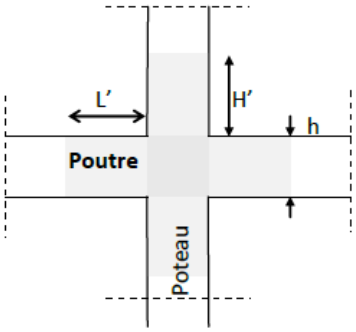


FIGURE. VII.A.1 : zone nodale dans le poteau.

Avec :

-h_e=4,08 pour le (RDC)
-$h_e = 3,06$ pour les autres étages
-(b_1, h_1): dimensions du poteau.

-**h :** hauteur de la poutre.

- poteaux **(55×55) : h'=** 70cm.
- Poteaux **(50×50) : h'=**60 cm.
- Poteaux **(45×45) : h'=** 60cm.

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}.$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 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.

$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}66$ soit : $\emptyset_t$ = **8 mm**

Avec :

$\emptyset_l$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $\mathbf{A_t = 2{,}01cm^2 = 4HA8.}$ (2 cadres de Ø8)

°**Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$A_t^{min} = 0{,}3\ \% \times S_t \times b$ si: $\lambda_g \geq 5$

Interpoler entre les deux valeurs limites si: $3 \leq \lambda_g \leq 5$

Avec : $L_f = 0.707\ L_0$ avec $L_0 = 4{,}08$ (cas le plus défavorable)

$L_f = 0.707 \text{ x } 4{,}08 = 2{,}88\ \text{m}$

Tableau VII.A.6 : coefficients correcteurs " ρ_a " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g".

Section des poteaux de RDC (cm)	hauteur libre du poteau (cm)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
55×55	L_0 = 408	5,24	2,5

En zone nodale :

$$S_t \leq min\{10\,\emptyset_L^{min}, 15cm\} = min\{10 \times 1{,}2\,;\ 15cm\} = 12\ cm > 10cm\ \ \boldsymbol{S_t = 10\ cm}$$

- **En zone courante :**
- $S_t = 15 \times \emptyset_L^{min} = 15 \times 1{,}2 = 18\ cm \Longrightarrow \mathbf{S_t = 15cm}$

Tableau VII.A.7 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Poteaux	$\mathbf{A_t^{min}[cm^2]}$		$\mathbf{A_{adoptée}}$ $\mathbf{[cm^2]}$	Observation	
	Zone courante $\mathbf{S_t = 15cm}$	Zone nodale $\mathbf{S_t = 10cm}$		Zone courante	Zone nodale
55×55	2,475	1,65	2,01	CNV	CV
50×50	2,25	1,5	2,01	CNV	CV
45×45	2,02	1,35	2,01	CNV	CV

Avec : $A_t^{min} = 0{,}3\ \% \times S_t \times b$

REMARQUE : D'âpres les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($At^{min} > At$), alors pour cela en diminue l'espacement en zone courant**.**

Poteaux (55x 55) :

Soit : St = 12cm (zone courante) ; A^t_{min} =1.98cm^2 <A_t = 4HA8= 2,01cm^2 ⟶ **condition vérifier**

Poteaux (50x 50) :

Soit : St = 12cm (zone courante) ; A^t_{min} =1.8cm^2 <A_t = 4HA8= 2,01cm^2 ⟶ **condition vérifier**

Poteaux (45x 45) :

Soit : St = 12cm (zone courante) ; A^t_{min} =1.62cm^2 <A_t = 4HA8= 2,01cm^2 ⟶ **condition vérifier**

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

- **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 96{,}58 \times 1000}{55 \times 40000} 10 = 1{,}0975 cm^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 84{,}67 \times 1000}{50 \times 40000} 10 = 1{,}058 cm^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 59{,}66 \times 1000}{40 \times 40000} 10 = 0{,}932 cm^2$$

- **En zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 96{,}58 \times 1000}{55 \times 40000} 15 = 1{,}65 cm^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 84{,}67 \times 1000}{50 \times 40000} 15 = 1{,}58 cm^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2{,}5 \times 59{,}66 \times 1000}{40 \times 40000} 15 = 1{,}40 cm^2$$

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (55×55), (50×50) et (45×45) seront composées de 4HA8 soit 2 cadre de Ø8 $A_t = 2{,}01\ cm^2$.

c. Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\boldsymbol{\bar{\tau}_{bu}}$.

Avec : $\boldsymbol{\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}}$

Selon le RPA :

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}} \qquad \textbf{[Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right\}$$ **[Art A.5.1,211/BAEL 91]**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.A.8 : Vérification des contraintes tangentielles.

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$(RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$(BAEL) [MPa]	observation
55×55	96,58	0,331	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
50×50	84,67	0,353	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
45×45	59,66	0,308	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

La longueur minimale des recouvrements est de:

$$Pour\ les\ \boldsymbol{HA\ 20} : L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 2,0 = 80\ cm \Longrightarrow soit : L_R = 80\ cm.$$

$$Pour\ les\ \boldsymbol{HA\ 16} : L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64\ cm \Longrightarrow soit : L_R = 65\ cm.$$

$$Pour\ les\ \boldsymbol{HA\ 14} : L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56\ cm \Longrightarrow soit : L_R = 60\ cm.$$

$$Pour\ les\ \boldsymbol{HA\ 12} : L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\ cm \Longrightarrow soit : L_R = 50\ cm.$$

Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}}\ ;\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 : Pour\ les\ aciers\ à\ haute\ adhérence.$$

$$\boldsymbol{Pour\ les\ HA\ 20} : l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{20 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 705,5mm \Longrightarrow soit : l_s = 75\ cm$$

$$\boldsymbol{Pour\ les\ HA\ 16} : l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 564,4mm \Longrightarrow soit : l_s = 60\ cm$$

$$\boldsymbol{Pour\ les\ HA\ 14} : l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 493,8mm \Longrightarrow soit : l_s = 55\ cm$$

$$\boldsymbol{Pour\ les\ HA\ 12} : l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,1)} = 423,28mm \Longrightarrow soit : l_s = 50\ cm$$

2.3. Vérification à L'ELS :

a. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adopt\ ée} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{fe} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d \qquad \text{Avec :} \qquad f_{t28} = 2{,}1 \text{ MPa.}$$

Tableau VII.A.9 : vérification de la condition de non fragilité.

Niveau	Section	Sollicitation	N_S [KN]	M_S [KN.m]	e_s[m]	A_{min} [cm^2]	$A_{adoptée}$ [cm^2]	observation
RDC, 1^{er}, $2^{éme}$ étage	55×55	$N^{max} - M^{corres}$	1601,68	29,301	0,018	9,81	24,87	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	-627,06	9,613	0,015	9,58		
		$N^{corres} - M^{max}$	1470,14	35,997	0,024	10,32		
$3^{éme}$,$4^{éme}$ $5^{éme}$,$6^{éme}$ étage	50×50	$N^{max} - M^{corres}$	1046,45	7,213	0,0069	7,48	20,35	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	114,14	0,175	0,0015	7,67		
		$N^{corres} - M^{max}$	277,86	41,022	0,0147	7,97		
,$7^{éme}$, $8^{éme}$,$9^{éme}$ étage	45×45	$N^{max} - M^{corres}$	440,72	10,713	0,024	7,22	17,09	Condition vérifiée
		$N^{min} - M^{corres}$	5,78	0,258	0,045	6,33		
		$N^{corres} - M^{max}$	92,4	38,357	0,0405	9,2		

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du et de l'acier béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

Remarque :

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Tableau VII.A.10 : Vérification des contraintes.

Niveau	Section	Sollicitation	N_S [KN]	M_S [KN.m]	e_s[m]	observation	$\sigma_{b\,sup}$ [MPa]	$\sigma_{b\,inf}$ [MPa]	$\sigma_{s\,sup}$ [MPa]	$\sigma_{s\,inf}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Vérification
RDC, 1^{er}, $2^{éme}$ étage	55 × 55	N^{max} – M^{corres}	1601,68	29,301	0,018	SEC	4,88	3,59	72,5	54,6	15	348	CV
		N^{min} – M^{corres}	-627,06	9,613	0,015	SEC	1,87	1,45	27,8	22			CV
		N^{corres} – M^{max}	1470,14	35,997	0,024	SEC	4,68	3,10	69,3	47,4			CV
$3^{éme}$, $4^{éme}$ $5^{éme}$, $6^{éme}$ étage	50 × 50	N^{max} – M^{corres}	1046,45	7,213	0,0069	SEC	3,52	3,11	50,9	45,5			CV
		N^{min} – M^{corres}	114,14	0,175	0,0015	SEC	0,24	0,23	5,33	5,2			CV
		N^{corres} – M^{max}	277,86	41,022	0,147	SPC	2,08	0	28,4	-3,27			CV
$5^{éme}$, $6^{éme}$, $7^{éme}$, $8^{éme}$, $9^{éme}$ étage	45 × 45	N^{max} – M^{corres}	440,72	10,713	0,024	SEC	2,18	1,31	28,8	18,8			CV
		N^{min} – M^{corres}	5,78	0,258	0,045	SEC	0,03	0,012	0,43	0,19			CV
		N^{corres} – M^{max}	92,4	38,357	0,415	SEC	2,20	0	24,3	-23,8			CV

Schéma de ferraillage des poteaux :

- **Poteaux (55×55) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20 +8H14 = ***24,87cm²***

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

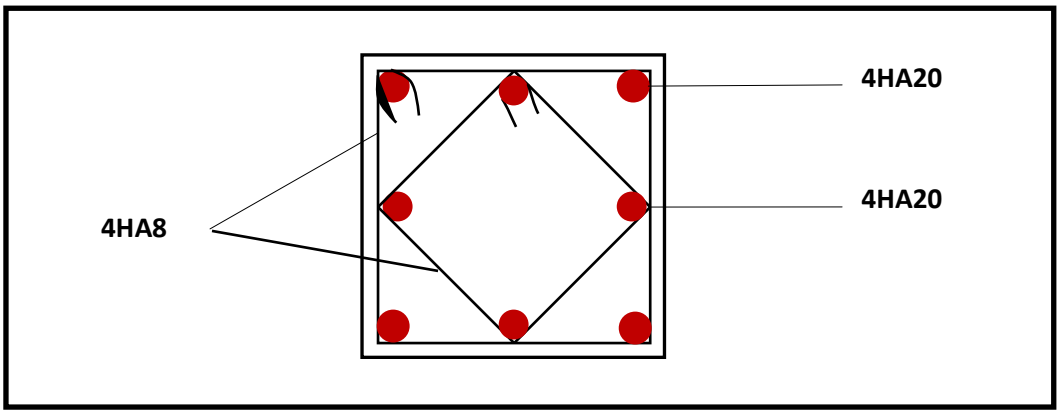


FIGURE VII.A.2: Ferraillage Poteau 55x55

- **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 8HA14 =**20,35cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

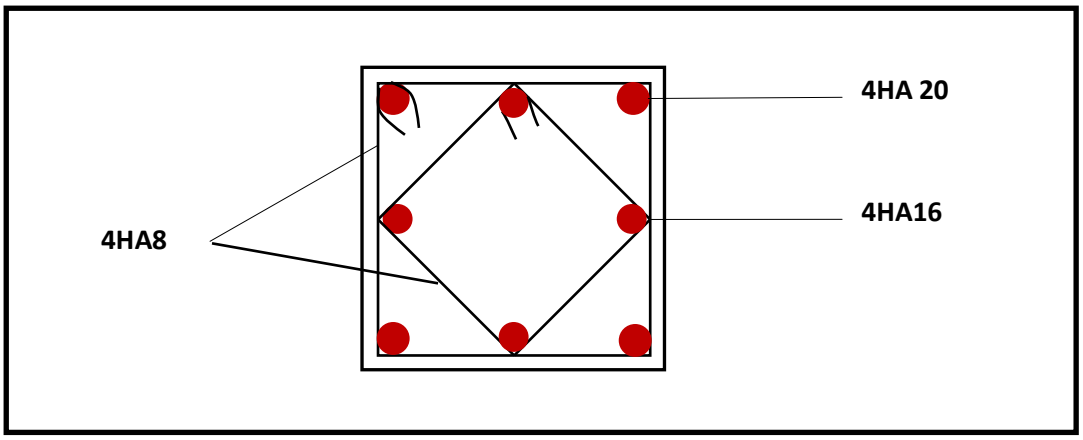


FIGURE VII.A.3 : Ferraillage Poteau 50x50

➢ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16 + 8HA12= **17,09 cm²**

-Les armatures transversales : 4HA8 = **2,01cm²**

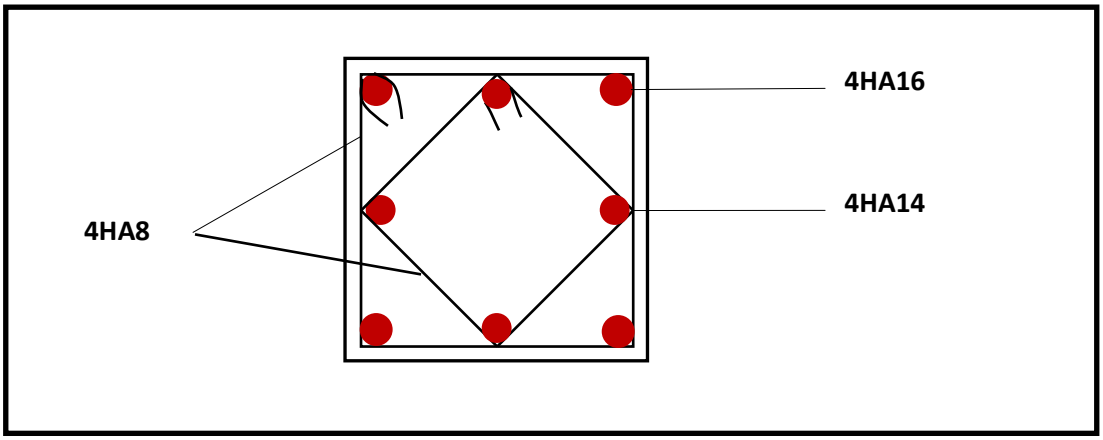


FIGURE VI.A.4 : Ferraillage Poteau 45x45

VIII) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a- 1.35G+1.5Q

G+Q

b- G+Q+E RPA2003

0.8G±E RPA2003

VII-1) Les recommandations du RPA 99version 2003 pour le ferraillage des poutres :

a)Les aciers longitudinaux :

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

A_{min} 0,5%$(b \cdot h)$, en toute section.

- Poutres secondaires : $A_{min} = 3.75 cm^2$,
- Poutres principales : $A_{min} = 4.375 cm^2$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % en zone courante,
- 6 % en zone recouvrement.

➢ **Poutres transversales :**

- Zone courante : $A_{max} = 3.5\ cm^2$.
- Zone recouvrement : $A_{max} = 5.25 cm^2$.

➢ **Poutres longitudinales :**

- Zone courante : $A_{max} = 3.00\ cm^2$.
- Zone recouvrement : $A_{max} = 6 cm^2$.

Remarque : la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (en zone IIa)

b) Aciers transversaux :

La quantité d'armatures minimale est donnée par :

$A_t = 0{,}003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$s_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right)$ ⟶ en zone nodale.

$s_t \leq \frac{h}{2}$ ⟶ en zone de recouvrement.

ϕ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers.

c)Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E_3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

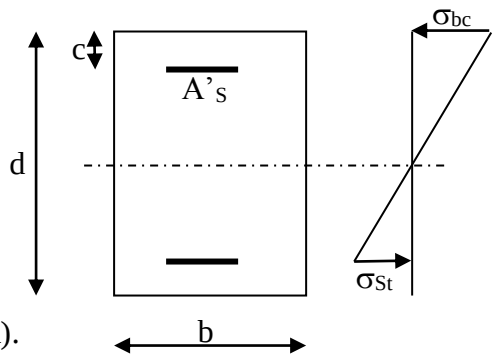
- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-2) Etapes de calcul :

A l'ELU :

- **Calcul du moment réduit :**



$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée(SSA).

$$A_S = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{Mpa}$$

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau VII.B.1 : Ferraillage des poutres principales (armatures aux appuis) :

niveau	$M_u(KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_s$calculée (cm^2)	$A_s$adoptée (cm^2)	
TERRASSE	90.414	GQE	SSA	4.375	7.42	9.23	3HA14+3HA14
8	90.414	GQE	SSA	4.375	7.42	9.23	3HA14+3HA14
7	90.414	GQE	SSA	4.375	7.42	9.23	3HA14+3HA14
6	119.722	GQE	SSA	4.375	10.16	10.64	3HA16+3HA14
5	119.722	GQE	SSA	4.375	10.16	10.64	3HA16+3HA14
4	119.722	GQE	SSA	4.375	10.16	10.64	3HA16+3HA14
3	119.722	GQE	SSA	4.375	10.16	10.64	3HA16+3HA14
2	136.418	GQE	SSA	4.375	11.82	12.06	3HA16+3HA16
1	136.418	GQE	SSA	4.375	11.82	12.06	3HA16+3HA16
RDC	136.418	GQE	SSA	4.375	11.82	12.06	3HA16+3HA16

Tableau VII.B.2 : Ferraillage des poutres principales (armatures en travées) :

niveau	$M_u(KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_s$calculée (cm^2)	$A_s$adoptée (cm^2)	
TERRASSE	88.501	GQE	SSA	4.375	7.25	8.01	3HA14+3HA12
8	88.501	GQE	SSA	4.375	7.25	8.01	3HA14+3HA12
7	88.501	GQE	SSA	4.375	7.25	8.01	3HA14+3HA12
6	108.907	GQE	SSA	4.375	9.14	9.23	3HA14+3HA14
5	108.907	GQE	SSA	4.375	9.14	9.23	3HA14+3HA14
4	108.907	GQE	SSA	4.375	9.14	9.23	3HA14+3HA14
3	108.907	GQE	SSA	4.375	9.14	9.23	3HA14+3HA14
2	132.105	GQE	SSA	4.375	11.37	12.06	3HA16+3HA16
1	132.105	GQE	SSA	4.375	11.37	12.06	3HA16+3HA16
RDC	132.105	GQE	SSA	4.375	11.37	12.06	3HA16+3HA16

Tableau VII.B.3 : Ferraillage des poutres secondaires (armatures aux appuis) :

niveau	$M_u(KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_s$calculée (cm^2)	$A_s$adoptée (cm^2)	
TERRASSE	110.679	GQE	SSA	3.75	9.33	10.65	3HA16+3HA14
8	110.679	GQE	SSA	3.75	9.33	10.65	3HA16+3HA14
7	110.679	GQE	SSA	3.75	9.33	10.65	3HA16+3HA14
6	118.984	GQE	SSA	3.75	10.13	10.65	3HA16+3HA14
5	118.984	GQE	SSA	3.75	10.13	10.65	3HA16+3HA14
4	118.984	GQE	SSA	3.75	10.13	10.65	3HA16+3HA14
3	118.984	GQE	SSA	3.75	10.13	10.65	3HA16+3HA14
2	133.506	GQE	SSA	3.75	11.57	12.06	3HA16+3HA16
1	133.506	GQE	SSA	3.75	11.57	12.06	3HA16+3HA16
RDC	133.506	GQE	SSA	3.75	11.57	12.06	3HA16+3HA16

Tableau VII.B.4 : Ferraillage des poutres secondaires (armatures en travées) :

niveau	$M_u(KNm)$	Com	obs	$A_{min}(cm^2)$	$A_s$calculée (cm^2)	$A_s$adoptée (cm^2)	
TERRASSE	96.393	GQE	SSA	3.75	8.00	8.01	3HA14+3HA12
8	96.393	GQE	SSA	3.75	8.00	8.01	3HA14+3HA12
7	96.393	GQE	SSA	3.75	8.00	8.01	3HA14+3HA12
6	116.934	GQE	SSA	3.75	9.94	10.65	3HA16+3HA14
5	116.934	GQE	SSA	3.75	9.94	10.65	3HA16+3HA14
4	116.934	GQE	SSA	3.75	9.94	10.65	3HA16+3HA14
3	116.934	GQE	SSA	3.75	9.94	10.65	3HA16+3HA14
2	130.984	GQE	SSA	3.75	11.31	12.06	3HA16+3HA16
1	130.984	GQE	SSA	3.75	11.31	12.06	3HA16+3HA16
RDC	130.984	GQE	SSA	3.75	11.31	12.06	3HA16+3HA16

VII-3) Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0{,}0012 \cdot b \cdot d$$

- Pour les poutres longitudinales (secondaires): $A_{\min} = 1.188\, cm^2 < 3.75 \text{cm}^2$.
- Pour les poutres transversales (principales) : $A_{\min} = 1.368\, cm^2 < 4.375 \text{cm}^2$.

La condition de non fragilité est vérifiée.

Remarque :

Les sections minimales et maximales recommandées par le RPA99 sont vérifiées.

b) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales, et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissurations et de déformation dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \qquad T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2.\, f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\ MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Poutres transversales : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{124.6.10^3}{300 \times 330} = 1.26 MPa$

Poutres longitudinales : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{133.27.10^3}{300 \times 380} = 1.17\ MPa$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, donc les contraintes sont vérifiées.

d) Justification de l'effort tranchant sur les armatures principales inférieures :

(BAEL91, art A.5.1)

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à : $(T_u - \frac{M_u}{0,9.d})$.

Donc la section d'armatures inférieures : $A \geq (T_u - \frac{M_u}{0,9.d}).\frac{1}{\sigma_s}$

Poutres transversales : $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} = 124.6 - \frac{133.506}{0,9 \times 0,33} = -324.91 < 0$

Poutres longitudinales : $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} = 133.27 - \frac{136.418}{0,9 \times 0,38} = -265.613 < 0$

=> Aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (BAEL 91, A.6.1.2.1) :

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :**

➢ **La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :**

$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \ \ 2,1 = 3.15 \ MPa$

Avec :

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U}$$

Avec :

$\sum U$: Le périmètre des aciers.

Poutres transversales : $\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U} = \frac{124.6.10^3}{0,9 \times 330 \times 226.08} = 1.85 MPa.$

Poutres longitudinales : $\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d \sum U} = \frac{133.27.10^3}{0,9 \times 380 \times 226.08} = 1.72 \ MPa.$

$\tau_s < \bar{\tau}_u$, donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

Pour les $\varnothing 12$: $l_s = 38.09\ cm$

Pour les $\varnothing 14$: $l_s = 44.44\ cm$

Pour les $\varnothing 16$: $l_s = 50.79\ cm$

Les règles du (BAEL91.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à $0{,}4.l_s$ Pour des aciers HA.

Pour les $\varnothing 12$: $L_c = 15.24\ cm$

Pour les $\varnothing 14$: $L_c = 17.78\ cm$

Pour les $\varnothing 16$: $L_c = 20.32\ cm$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales (BAEL91/ A.7.2.12):

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{long}\right\} = \min\{30, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

- **L'espacement minimal entre les cadres :** (BAEL91/A.7.2.12) est :

$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{29.7cm; 40cm\}$ On prend $S_t = 20\ cm$.

VII-4) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définit compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation.

VIII-4-1) Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Avec :

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$.

Les résultats de vérification à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.B.5 : Vérification du Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
TERRASSE	47.29	4.87	0.427	0.900	35.00	276.9	6.52	15,000	vérifiée
8	47.29	4.87	0.427	0.900	35.00	276.9	6.52	15,000	vérifiée
7	47.29	4.87	0.427	0.900	35.00	276.9	6.52	15,000	vérifiée
6	57.73	6.02	0.528	0.891	30.87	274.4	7.1	15,000	vérifiée
5	57.73	6.02	0.528	0.891	30.87	274.4	7.1	15,000	vérifiée
4	57.73	6.02	0.528	0.891	30.87	274.4	7.1	15,000	vérifiée
3	57.73	6.02	0.528	0.891	30.87	274.4	7.1	15,000	vérifiée
2	61.79	6.48	0.568	0.888	29.64	273.2	7.3	15,000	vérifiée
1	61.79	6.48	0.568	0.888	29.64	273.2	7.3	15,000	vérifiée
RDC	61.79	6.48	0.568	0.888	29.64	273.2	7.3	15,000	vérifiée

Tableau VII.B.6 : Vérification du Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELS :

NIV	Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
TERRASSE	31.118	3.11	0.2728	0.918	45.78	283	5.41	15,000	vérifiée
8	31.118	3.11	0.2728	0.918	45.78	283	5.41	15,000	vérifiée
7	31.118	3.11	0.2728	0.918	45.78	283	5.41	15,000	vérifiée
6	31.639	3.17	0.2780	0.917	45.24	282.4	5.45	15,000	vérifiée
5	31.639	3.17	0.2780	0.917	45.24	282.4	5.45	15,000	vérifiée
4	31.639	3.17	0.2780	0.917	45.24	282.4	5.45	15,000	vérifiée
3	31.639	3.17	0.2780	0.917	45.24	282.4	5.45	15,000	vérifiée
2	31.702	3.17	0.2780	0.917	45.24	283	5.46	15,000	vérifiée
1	31.702	3.17	0.2780	0.917	45.24	283	5.46	15,000	vérifiée
RDC	31.702	3.17	0.2780	0.917	45.24	283	5.46	15,000	vérifiée

Tableau VII.B.7 : Vérification du Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS :

NIV	Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
TERRASSE	22.99	4.40	0.444	0.899	34.48	172.2	4.15	15,000	vérifiée
8	22.99	4.40	0.444	0.899	34.48	172.2	4.15	15,000	vérifiée
7	22.99	4.40	0.444	0.899	34.48	172.2	4.15	15,000	vérifiée
6	48.27	5.84	0.589	0.886	28.86	273.8	7.49	15,000	vérifiée
5	48.27	5.84	0.589	0.886	28.86	273.8	7.49	15,000	vérifiée
4	48.27	5.84	0.589	0.886	28.86	273.8	7.49	15,000	vérifiée
3	48.27	5.84	0.589	0.886	28.86	273.8	7.49	15,000	vérifiée
2	55.46	6.75	0.681	0.879	26.32	272.7	7.95	15,000	vérifiée
1	55.46	6.75	0.681	0.879	26.32	272.7	7.95	15,000	vérifiée
RDC	55.46	6.75	0.681	0.879	26.32	272.7	7.95	15,000	vérifiée

Tableau VII.B.8 : Vérification du Ferraillage des poutres secondaires en travées à l'ELS :

NIV	Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
TERRASSE	24.94	2.88	0.291	0.895	43.82	283.1	5.61	15,000	vérifiée
8	24.94	2.88	0.291	0.895	43.82	283.1	5.61	15,000	vérifiée
7	24.94	2.88	0.291	0.895	43.82	283.1	5.61	15,000	vérifiée
6	33.99	4.02	0.406	0.902	36.02	278.3	6.44	15,000	vérifiée
5	33.99	4.02	0.406	0.902	36.02	278.3	6.44	15,000	vérifiée
4	33.99	4.02	0.406	0.902	36.02	278.3	6.44	15,000	vérifiée
3	33.99	4.02	0.406	0.902	36.02	278.3	6.44	15,000	vérifiée
2	40.41	4.83	0.488	0.915	32.43	276.3	6.95	15,000	vérifiée
1	40.41	4.83	0.488	0.915	32.43	276.3	6.95	15,000	vérifiée
RDC	40.41	4.83	0.488	0.915	32.43	276.3	6.95	15,000	vérifiée

VII-5) Etat limite de déformation :

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

- **Calcul de la flèche**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0}$
- $\frac{A}{b\,d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

➢ **Sens principale :**

$\frac{h}{l} = \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16}$ =0.0625 => condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{31.702}{10x61.79}$ =0.051 => condition vérifiée

$\frac{A}{b\,d} = \frac{3.17}{30x\,330} = 0.00028 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ => condition vérifiée

➢ **Sens secondaire :**

$\frac{h}{l} = \frac{30}{450} = 0.078 \geq \frac{1}{16}$ =0.0625 => condition vérifiée

$\frac{h}{l} = \frac{30}{450} = 0.078 \geq \frac{40.41}{10x55.46}$ =0.072 => condition vérifiée

$\frac{A}{b\,d} = \frac{2.88}{30x\,330} = 0.00029 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ => condition vérifiée

3. Ferraillage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage 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 au séisme

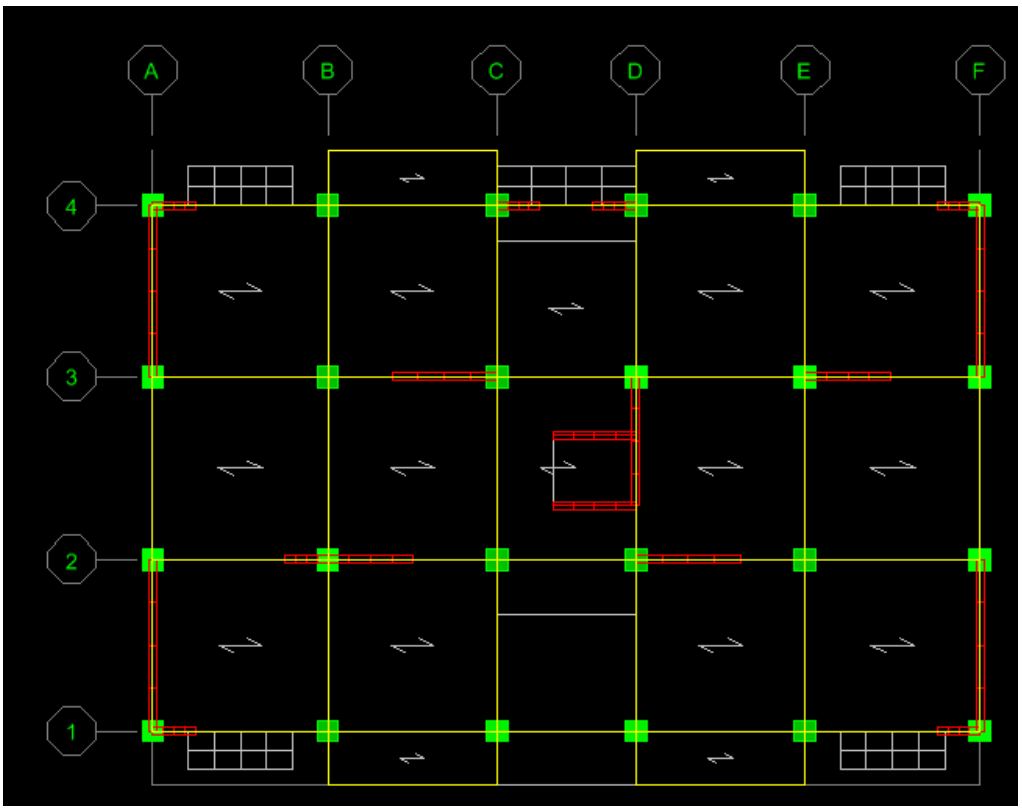
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I :** RDC, 1er, 2eme étage
- **Zone II :** 3,4,5,6éme étage
- **Zone III :** 7, 8,9éme étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



1. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM.** Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.
Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$\mathbf{d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)} \qquad [\textbf{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- $\mathbf{h_e}$: La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- $\mathbf{L_c}$:La longueur de la zone comprimée.

$$\mathbf{L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} \times L}$$

- **L :** longueur du voile.
- $\mathbf{L_t}$:La longueur de la zone tendue.

$$\mathbf{L_t = L - L_c}$$

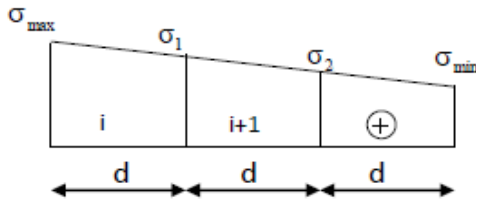
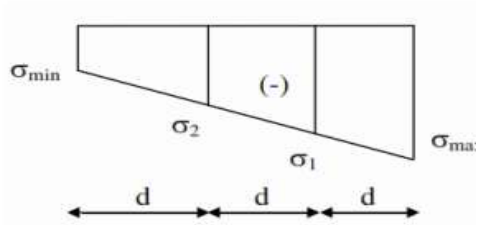
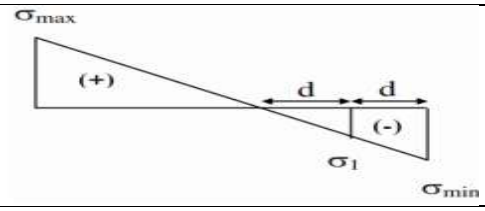
2. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C)**
- Section entièrement tendue (**S.E.T)**
- Section partiellement comprimé (**S.P.C)**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VII.C.1 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

2.4- Détermination des armatures :

a. Armatures verticales :

Tableau VII.C.2 : Tableau des armatures verticales

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

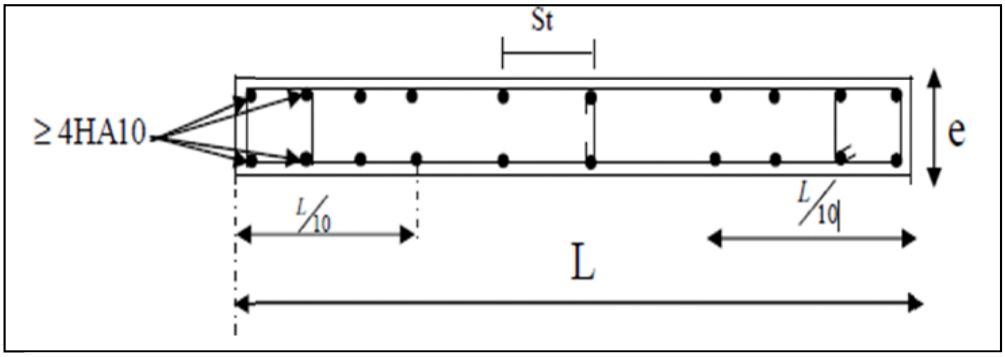


FIGURE VII.C.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

Armatures minimales:

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

- $A_{min} > 4cm^2/ml$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0{,}2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

- $A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue B = d × e

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu **(Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).**

- $A_{min} \geq 0.2\%B$

b. Armatures horizontales:

- **D'après le BAEL :**

$$\mathbf{A_H = \frac{A_V}{4}}$$

Avec :

$\mathbf{A_v}$: Section des armatures verticales.

- **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135º ayant une longueur de 10Ø. **(Art 7.7.4.2 RPA99/2003).**

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

c. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
  - A_v et $A_H > 0{,}15\%B$……Globalement dans la section du voile.
  - A_v et $A_H > 0{,}10\%B$……en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{S_t \leq 1,5a} \\ \mathbf{S_t \leq 30cm} \end{cases}$$

Avec : a=15cm : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$S_t \leq \min\{22{,}5\ \text{cm}, 30\text{cm}\}$ ⟹ **$S_t \leq$ 22,5 cm**

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

  - 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inferieur ou égale au $\frac{1}{10}$éme de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0{,}1a = 0{,}1 \times 150 = \mathbf{15mm.}$$

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

.

e. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\mathbf{A_{Vj} = 1,1\frac{\bar{V}}{f_e}}$$

Avec :

$\mathbf{\bar{V} = 1,4V_u}$

$\mathbf{V_u}$**:** 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.

2.5- Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\boldsymbol{\sigma_b = \frac{N_S}{B+15\times A} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}}$$

Avec :

$\mathbf{N_S}$ **:** L'effort normal appliqué**.**

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ **:** Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b\times d} \leq \bar{\tau}_u}$$

Avec :

$\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{u}}$ **:** Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ \text{MPA}\right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}}$$

Avec :

$$\overline{\mathbf{V}} = 1{,}4\mathrm{V_u}$$

$\mathbf{V_u}$**:** Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$\boldsymbol{b}$ **:** Epaisseur du voile.

$\boldsymbol{d}$ **:** Hauteur utile (d= 0,9 h).

$\boldsymbol{h}$ **:** Hauteur totale de la section brute.

5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal L= 4,40m sur la zone 1. (VT1)

a. Caractéristiques géométriques :

Tableau VII.C.3 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m^2)	I (m^4)
4,40	0,2	0,88	1,419

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts ($\mathbf{N_i}$ et $\mathbf{N_{i+1}}$) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\boldsymbol{\sigma_{max} = 5655,87 KN/m^2}$
- $\boldsymbol{\sigma_{min} = -6709,62 KN/m^2}$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times \mathrm{L} = \frac{5655{,}87}{5655{,}87 + 6709{,}62} \times 4{,}40 = \mathbf{2,01m}$$

$$\mathbf{L_t} = \mathrm{L} - \mathrm{L_c} = 4{,}40 - 2{,}01 = \mathbf{2,39m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\mathbf{d} \leq \min\left(\frac{\mathrm{h_e}}{2}, \frac{2}{3}\mathrm{L_c}\right) = \left(\frac{4{,}08}{2}; \frac{2}{3} \times 2{,}01\right) = \min(2{,}04\,;\ 1{,}194) = \mathbf{1,194m}$$

Avec : $\mathrm{h_e}$= $h_{étage}$ - h_{poutre} = 3,06 – 0,35 = 2,71m

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{\sigma_{min(L_t-d)}}{L_t} = \frac{-6709{,}62(2{,}39 - 1{,}194)}{2{,}39} = \boldsymbol{-3357{,}617 KN/m^2}$$

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6709{,}62 - 3357{,}617}{2} \times 1{,}194 \times 0{,}20 = \boldsymbol{-1202{,}03 KN}$$

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-3357{,}617}{2} \times 1{,}194 \times 0{,}20 = \boldsymbol{-400{,}9 KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

1ere bande : $\mathbf{A_{V1}} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1202{,}03}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{30{,}05\ cm^2}$

2eme bande : $\mathbf{A_{V2}} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{400{,}9}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{10{,}02 cm^2}$

f. Les armatures de coutures :

$$\mathbf{A_{Vj}} = 1{,}1\frac{T}{f_e} = 1{,}1 \times \frac{686{,}21 \times 1{,}4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{26{,}42 cm^2}$$

g. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}; 0{,}2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{1{,}194 \times 0{,}20 \times 2{,}1}{400}; 0{,}002 \times 1{,}1 \times 0{,}2\right)$$

$$\mathbf{A_{min}} = \max(12{,}53\ ;\ 0{,}44) = \mathbf{12{,}53\ cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A\,vj}{4}$ = (30,05) + ($\frac{26{,}42}{4}$) = **36,65cm² / bande**
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A\,vj}{4}$ = (10,02) + ($\frac{26{,}42}{4}$) = **16,62cm²/ bande**

Ferraillage adopté :

Tableau VII.C.4 : Ferraillage adopté.

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	A_1=42,11cm²	2×10HA16=40,20cm²	S_t=10cm
2éme bande	A_2=20,98cm²	2×8HA12=18,10cm²	S_t=15cm

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $\mathbf{A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{26,42}{4} = 6,60 cm^2}$
- D'après le RPA: $\mathbf{A_H} \geq 0{,}15\%B = 0{,}0015 \times 15 \times 395 = \mathbf{13,20}$

On prend : $\mathbf{A_H = 13,20\ cm^2}$.

Soit : 2 × 5HA14 = 15,38 cm² / 1m de hauteur ; avec **S_H = 20 cm.**

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$\mathbf{S_t \leq \min\{1,5\ e\ ,\ 30\ cm\} = 30\ cm}$

$S_t = 10cm$ et $15cm$ …… **Condition vérifiée.**

$S_h = 20cm$…… **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15 \times A_V} = \frac{2192,88 \times 10^3}{0,88 \times 10^6 + 15 \times 53,26 \times 10^2} = 2,28\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 2,28\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$ …… **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement** :

  - **Selon le RPA 2003 :**

$\tau_{\mathbf{b}} \leq \bar{\tau}_{b}$

$$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{T}{b.d} = \frac{1{,}4 \times 686{,}21 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 4080} = \mathbf{1{,}31MPa}$$

$$\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{b}} = 0{,}2f_{c28} = \mathbf{5\ MPa}$$

$\tau_b = 1{,}31\ \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\ \text{MPa}$..... **Condition vérifiée.**

  - **D'après le BAEL 91 :**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{bd} = \frac{686{,}21 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 4080} = \mathbf{0{,}93\ MPa}$$

$$\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{u}} = \text{Min}\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right) = \mathbf{2{,}5\ MPa}$$

$\tau_u = 0{,}93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ \text{MPa}$..... **Condition vérifiée.**

➢ ***Ferraillage des Voiles VT1***

Tableau VII.C.5 : ferraillage des voiles transversaux (VT1)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,4	4,4	4,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,88	0,88	0,88
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5655,87	3553,11	3545,61
	σ_{min} [KN/m²]		-6709,62	-4546,33	-3883,77
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		686,21	515,03	244,66
	L_t(m)		2,39	2,47	2,30
	L_c(m)		2,01	1,93	2,10
	d (m)		1,194	1,235	1,150
	σ_1 [KN/m²]		3354,810	2273,165	1941,885
	N (kN)	N_1	1201,43	842,13	669,99
		N_2	400,477	280,711	223,330
	A_v (cm²)	A_{V1}	**30,04**	**21,05**	**16,75**
		A_{V2}	**10,01**	**7,02**	**5,58**
	A_{vj} (cm²)		26,42	19,83	9,42
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**36,64**	**26,01**	**19,10**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**16,62**	**11,97**	**7,94**
	A_{min} (cm²)		12,53	12,97	12,08
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**40,20**	**30,78**	**22,60**
		Bonde 2	**20,10**	**15,38**	**11,30**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 10HA16**	**2x 10HA14**	**2x 10HA12**
		Bonde 2	**2x 5HA16**	**2x 5HA14**	**2 x 5HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	12 cm	12 cm	12 cm
		Bonde 2	25 cm	25 cm	25 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		13,20	13,20	13,20
	A_H /nappe (cm²)		15,13	11,23	9,18
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,866	0,650	0,309
		τ_b(MPa)	1,213	0,910	0,432
	ELS	N_s (kN)	2192,88	1643,53	745,72
		σ_b(MPa)	**2,26**	**1,73**	**0,85**

➢ ***Ferraillage de Voile VT2***

Tableau VII.C.6 : Ferraillage de voile transversal (VT2)

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,4	3,4	3,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5517,37	3239,39	4197,53
	σ_{min} [KN/m²]		-6470,17	-4367,02	-4372,91
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		390,83	281,47	226,12
	L_t(m)		1,84	1,95	1,73
	L_c(m)		1,56	1,45	1,67
	d (m)		0,918	0,976	0,867
	σ_1 [KN/m²]		3235,085	2183,510	2186,455
	N (kN)	N_1	890,52	639,34	568,96
		N_2	296,839	213,113	189,652
	A_v (cm²)	A_{V1}	**22,26**	**15,98**	**14,22**
		A_{V2}	**7,42**	**5,33**	**4,74**
	A_{vj} (cm²)		15,05	10,84	8,71
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**26,02**	**18,69**	**16,40**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,18**	**8,04**	**6,92**
	A_{min} (cm²)		9,63	10,25	9,11
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**30,78**	**22,62**	**22,62**
		Bonde 2	**11,30**	**11,30**	**11,30**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 10HA14**	**2x 10HA12**	**2x 10HA12**
		Bonde 2	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**	**2 x 5HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	9 cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	18 cm	18 cm	18 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10,20	10,20	10,20
	A_H /nappe (cm²)		15,14	11,23	9,18
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,639	0,460	0,369
		τ_b(MPa)	0,894	0,644	0,517
	ELS	N_s (kN)	1900,5	1379,67	613,46
		σ_b(MPa)	**2,47**	**1,85**	**0,90**

➢ ***Ferraillage des Voiles longitudinaux VL1 :***

Tableau VII.C.7: Ferraillage des Voiles longitudinaux VL1 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,1	1,1	1,1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,22	0,22	0,22
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		7998,59	6966,77	5826,31
	σ_{min} [KN/m²]		-8870,53	-7989,54	-7640,82
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		174,63	170,95	98,63
	L_t(m)		0,58	0,59	0,62
	L_c(m)		0,52	0,51	0,48
	d (m)		0,289	0,294	0,312
	σ_1 [KN/m²]		4435,265	3994,770	3820,410
	N (kN)	N_1	384,82	352,11	357,65
		N_2	128,274	117,369	119,217
	A_v (cm²)	A_{V1}	**9,62**	**8,80**	**8,94**
		A_{V2}	**3,21**	**2,93**	**2,98**
	A_{vj} (cm²)		6,72	6,58	3,80
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**11,30**	**10,45**	**9,89**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,89**	**4,58**	**3,93**
	A_{min} (cm²)		3,04	3,08	3,28
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,06**	**12,06**	**12,06**
		Bonde 2	**6,16**	**6,16**	**4,52**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 3HA16**	**2x 3HA16**	**2x 3HA16**
		Bonde 2	**2x 2HA14**	**2x 2HA14**	**2 x 2HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,30	3,30	3,30
	A_H /nappe (cm²)		15,14	11,23	9,18
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,882	0,863	0,498
		τ_b(MPa)	1,235	1,209	0,697
	ELS	N_s (kN)	632,74	553,32	279,22
		σ_b(MPa)	**2,04**	**1,93**	**1,26**

➢ ***Ferraillage des Voiles longitudinaux VL2 :***

Tableau VII.C.8: Ferraillage des Voiles longitudinaux VL2 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,2	2,2	2,2
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,44	0,44	0,44
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		13302,12	6902,03	6263,89
	σ_{min} [KN/m²]		-14208,24	-7554,44	-6767,17
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		477,1	325,88	166,93
	L_t(m)		1,14	1,15	1,14
	L_c(m)		1,06	1,05	1,06
	d (m)		0,568	0,575	0,571
	σ_1 [KN/m²]		7104,120	3777,220	3383,585
	N (kN)	N_1	1210,79	651,37	579,85
		N_2	403,596	217,123	193,285
	A_v (cm²)	A_{V1}	**30,27**	**16,28**	**14,50**
		A_{V2}	**10,09**	**5,43**	**4,83**
	A_{vj} (cm²)		18,37	12,55	6,43
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**34,78**	**19,42**	**16,10**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**14,68**	**8,56**	**6,44**
	A_{min} (cm²)		5,97	6,04	6,00
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**36,18**	**30,78**	**18,46**
		Bonde 2	**16,08**	**9,24**	**9,24**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 9HA16**	**2x 7HA14**	**2x 6HA14**
		Bonde 2	**2x 4HA16**	**2x 3HA14**	**2x 3HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	9 cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	19 cm	19 cm	19 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6,60	6,60	6,60
	A_H /nappe (cm²)		15,13	11,23	9,18
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	1,205	0,823	0,422
		τ_b(MPa)	1,687	1,152	0,590
	ELS	N_s (kN)	1421,94	1109,73	530,9
		σ_b(MPa)	**2,68**	**2,19**	**1,20**

➢ ***Ferraillage des Voiles longitudinaux VL3 :***

Tableau VII.C.9 : Ferraillage des Voiles longitudinaux VL3 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,7	2,7	2,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,54	0,54	0,54
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		10450,82	7867,44	5151,54
	σ_{min} [KN/m²]		-11354,84	-8463,91	-6667,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		609,27	513,83	272,36
	L_t(m)		1,41	1,40	1,52
	L_c(m)		1,29	1,30	1,18
	d (m)		0,703	0,700	0,762
	σ_1 [KN/m²]		5677,420	4231,955	3333,780
	N (kN)	N_1	1197,34	888,27	761,68
		N_2	399,114	296,090	253,894
	A_v (cm²)	A_{V1}	**29,93**	**22,21**	**19,04**
		A_{V2}	**9,98**	**7,40**	**6,35**
	A_{vj} (cm²)		23,46	19,78	10,49
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**35,80**	**27,15**	**21,66**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**15,84**	**12,35**	**8,97**
	A_{min} (cm²)		7,38	7,35	8,00
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**36,18**	**28,14**	**24,62**
		Bonde 2	**20,10**	**16,08**	**9,24**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 9HA16**	**2x 8HA16**	**2x 8HA14**
		Bonde 2	**2x 5HA16**	**2x 4HA16**	**2 x 3HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	8 cm	10 cm
		Bonde 2	14 cm	17 cm	23 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8,10	8,10	8,10
	A_H /nappe (cm²)		15,14	11,23	9,18
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	1,254	1,057	0,560
		τ_b(MPa)	1,755	1,480	0,785
	ELS	N_s (kN)	1784,86	1423,11	698,5
		σ_b(MPa)	**2,83**	**2,34**	**1,29**

VIII-1.Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

❖ **Choix du type de fondation** :

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

-La stabilité de l'ouvrage à fonder.

-La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.

-Le site : urbain, montagne, bord de mer,

-La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

❖ **Etude de sol :**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars (sol meuble).

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m^{2}de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2\ [bars] = 0,2\ [MPa].$$

VIII-2.Dimensionnement :

VIII-2-1. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$Homothétie\ des\ dimensions : \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Longrightarrow \frac{55}{55} = 1 \Longrightarrow A = B\ poteau\ carré$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

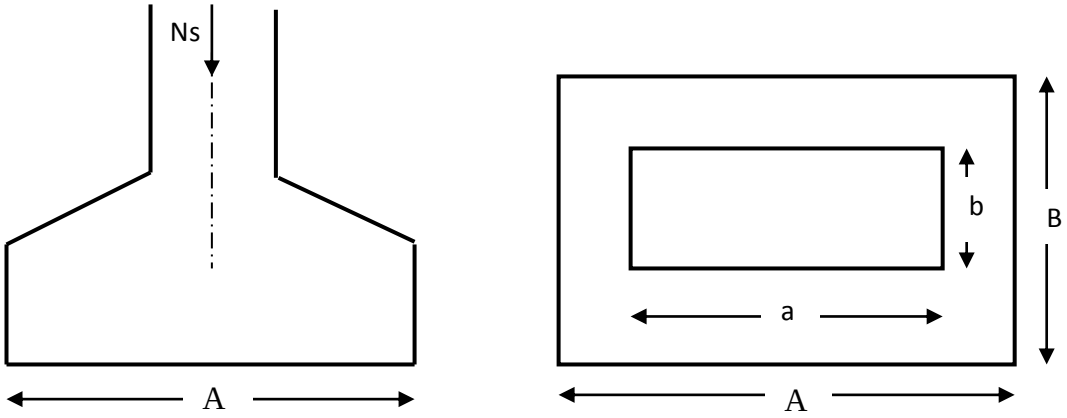


Figure. VIII-1: schéma d'une semelle isolé

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 2220{,}12[KN]$$
$$\sigma_{sol} = 0{,}2\ [MPa] = 200\ [KN/m^2]$$
$$B \geq \sqrt{\frac{2220{,}12}{200}} = 3{,}33[m] \Longrightarrow A = B = 3{,}33[m]$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

VII-2-2.Semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Longrightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : $Largeur\ de\ la\ semelle.$
L : $Longueur\ de\ la\ semelle\ sous\ voile.$
G : $Charge\ permanente\ revenant\ au\ voile\ considéré.$
Q : $Charge\ d'exploitation\ revenant\ au\ voile\ considéré.$
σ_{sol} : $contrainte\ admissible\ du\ sol.\ (\sigma_{sol} = 0{,}2\ MPa).$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m^2)
VL1	128,28	1,1	0,583	0,641
VL2	185,94	1,1	0,845	0,929
VL3	241,41	1,1	1,097	1,208
VL4	147,43	1,1	0,670	0,737
VL5	219,95	1,1	1,00	1,100
VL6	219,33	1,1	0,997	1,097
VL7	148,05	1,1	0,673	0,740
VL8	455,32	2,2	1,035	1,138
VL9	473,90	2,2	1,077	2,369
VL10	414,11	2,2	0,941	2,070
VL11	415,62	2,2	0,944	2,677
VL12	559,71	2,7	1,036	2,797
VL13	474,41	2,7	0,878	2,371

- **Sens transversal :**

voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	S = B*L (m^2)
VT1	538,53	4,4	0,612	2,693
VT2	738,87	4,4	0,839	3,692
VT3	644,94	4,4	0,733	3,225
VT4	622,81	4,4	0,708	6,340
VT5	640,20	3,4	0,941	3,199

$$\left.\begin{array}{l} \boldsymbol{Sens\ longitudinal} : \boldsymbol{S} = 19{,}87m^2 \\ \boldsymbol{Sens\ transversal} : S = 19{,}15m^2 \end{array}\right\} \Longrightarrow \mathrm{S_v} = 39{,}02[\mathrm{m^2}]$$

❖ **Semelles sous poteaux :**

a. hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

b. Etapes de calcul :

$$Détermination\ de\ la\ résultante\ des\ charges : R = \sum N_i\ .$$

$$Détermination\ des\ coordonnées\ de\ la\ structure\ R : e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}.$$

$$avec :$$

$$e : excentricite\ de\ lastructure$$

$$e_i : excentricite\ de\ la\ chaque\ élément$$

❖ **détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :**

$$e < \frac{L}{6} \Longrightarrow \textit{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Longrightarrow \textit{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \; et \; q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

❖ **détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

c. Exemple de calcul :

Tableau VIII-1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (portique D)

poteau	N_s (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
E1	1921,68	7280,85	-6,962	-6,75	-12971,34
E2	1957,14		4,843	-2,35	-4599,28
E3	1617,22		14,928	2,35	3800,47
E4	1784,81		5,343	6,75	12047,47
Somme			**18,152**	somme	**-1722,68**

Résultante :

$$R = \sum N_i = 7280{,}85[KN]$$

$$e = \frac{\sum N_i \, e_i + \sum M_i}{R} = \left|\frac{-1722{,}68 + (18{,}152)}{7280{,}85}\right| = 0{,}23[m]$$

$$Donc\ l'excentricité\ \boldsymbol{e} = 0{,}23[m]$$

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0{,}17[m] < \frac{L}{6} = \frac{13{,}5}{6} = 2{,}25[m] \; (repartions\ trapézoïdale).$$

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 594{,}45[KN/m].$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 484{,}19[KN/m].$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 566{,}89[KN/m].$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{sol}} = \frac{566{,}89}{200} = 2{,}83[m]$$

$$Soit \; B = 3[m]$$

$$Nous\ aurons\ donc : S = B \times L = 3 \times 13{,}5 = 40{,}5[m^2]$$

Remarque :

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = 40{,}5 \times 6 = 243[m^2]$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 243 + 39{,}02 = 282{,}02[m^2]$$

$$calcul\ du\ rapport : \frac{S_T}{S_b} = \frac{282{,}02}{297{,}666} = 0{,}947 = 94{,}7\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adoptera un **radier général nervuré.**

VIII-2-3. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, il est :

- Le radier de rigide dans son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferraillage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII- 2-3-1-1- Pré dimensionnement du radier :

1- La hauteur du radier :

a- selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm(h ≥ 25cm).

b- selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Longrightarrow 58{,}75[cm] \leq h \leq 94[cm].$$

$$Soit\ \boldsymbol{h = 80\ [cm]}.$$

2- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}\ Avec\ un\ minimum\ de\ 25\ cm$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23{,}5[cm]$$

$$Soit : \boldsymbol{h_d = 30\ cm}$$

3- Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Longrightarrow h_n \geq \frac{470}{10} = 47cm$$

$$Soit\ \boldsymbol{h_n = 60\ cm}.$$

Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Longrightarrow ce\ qui\ conduit\ \text{à}\ h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : $Longueur\ élastique$

K : $Module\ de\ raideur\ du\ sol, rapporté\ \text{à}\ l'unité\ de\ la\ surface$

$K = 40\ [MPa] =\ pour\ un\ sol\ moyen$

I : $L'inertie\ de\ la\ section\ du\ radier\ (bande\ de\ 1m)$

E : $Module\ de\ déformation\ longitudinale\ différée : E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865\ [MPa]$

L_{max} : $Distance\ maximal\ entre\ deux\ nervures\ successives.$ ($L_{max} =$ 4,70 m).

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 4{,}8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 0{,}96[m]$$

$$On\ prend: \boldsymbol{h = 100\ cm}$$

4- La largeur de la nervure :

$$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n \Longrightarrow 40cm \leq b_n \leq 70cm$$

$$Onprend : \boldsymbol{b_n = 60cm}\ car\ notre\ poteau\ est\ de\ (55 \times 55)$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100[cm]$ ……. $Hauteur\ de\ la\ nervure.$

$h_d = 30[cm]$ ……. $Hauteur\ de\ la\ dalle.$

$b_n = 60[cm]$ ……. $Largeur\ de\ la\ nervure.$

5- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$On\ a: \quad G_t = 40006{,}02[KN] \ ; \ Q_t = 6572{,}81\ [KN]\ ses\ charges\ prise\ à\ la\ base.$$

Combinaison d'actions :

$\boldsymbol{A\ l'ELU}: N_u = \mathbf{1{,}35G + 1{,}5Q} = 1{,}35 \times 40006{,}02 + 1{,}5 \times 6572{,}81 = 63867{,}342[KN]$

$\boldsymbol{A\ l'ELS}: N_s = \boldsymbol{G + Q} = 40006{,}02 + 6572{,}81 = 46578{,}83[KN]$

$$\boldsymbol{A\ l'ELU}: S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{sol}} = \frac{63867{,}342}{1{,}33 \times 200} = 240{,}1[m^2].$$

$$\boldsymbol{A\ l'ELS}: S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{46578{,}83}{200} = 232{,}9[m^2].$$

$S_{batiment} = 297{,}666[m^2]$.

$S_{batiment} > max\ (S_1, S_2) = 240{,}1[m^2]$.

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) = 55[cm]$$

$$Soit\ un\ débord\ de\ L_d = 55[cm]\ sur\ les\ quatre\ cotés.$$

$$Donc\ on\ aura\ une\ surface\ totale\ du\ radier: S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$$

$$S_{radier} = 297{,}666 + (13{,}8 \times 0{,}55 + 21{,}57 \times 0{,}55) \times 2 = 336{,}573[m^2]$$

6- Détermination des efforts :

❖ charge permanente :

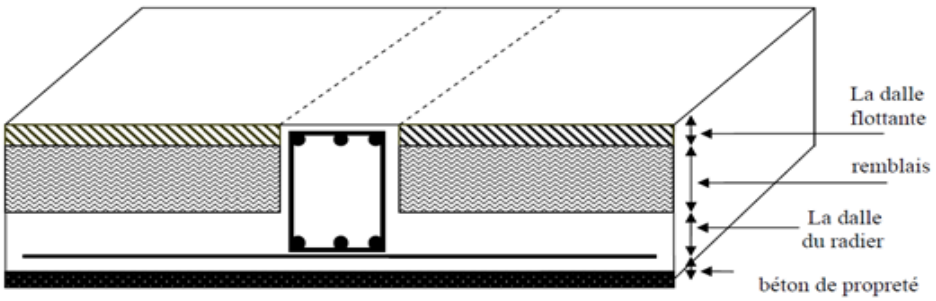


Figure VIII-2 : coupe verticale du radier

$P_{rad} = Poids\ du\ tablier + poids\ des\ nervures + poids\ du\ remblai(T.V.O) + Poids\ de\ la\ dalle\ flottante.$

$-Poids\ de\ la\ dalle\ du\ radier: G_1 = (S_{rad} \times h_d \times \rho) = 336{,}573 \times 0{,}30 \times 25 = 2524{,}30\ [KN]$

$-Poids\ des\ nervures: G_2 = (b_n \times h_n \times \rho \times L \times n)$

$-n: nombre\ de\ portiques\ dans\ le\ sens\ considéré$

$G_2 = (0{,}60 \times (1-0{,}30) \times 25 \times 21{,}57 \times 4) + (0{,}60 \times (1-0{,}30) \times 25 \times 13{,}8 \times 6) = 1627{,}395[KN]$

$poids\ du\ TVO: G_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho = (336{,}573 - 92{,}994) \times (1-0{,}3) \times 17$

$G_3 = 2898{,}6[KN]$

Avec S_{ner} =21,57×0,55× 4+13,8×0,55× 6 = 92,994

$Poids\ de\ la\ dalle\ flottante : G_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times ep \times \rho$

e_p : épaisseur de la dalle

$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \Longrightarrow 10[cm]$

$G_4 = (336{,}573 - 92{,}994) \times 0{,}1 \times 25 = 608{,}95\ [KN]$

$P_{rad} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 2524{,}3 + 1627{,}395 + 2898{,}6 + 608{,}95 = 7659{,}245[KN]$

$G_{tot} = poids\ du\ radier + poids\ de\ la\ structure\ .$

$G_{tot} = 7659{,}245 + 41320{,}57 = 48979{,}815\ [KN].$

❖ **Charge d'exploitation :**

$Q_t = 6572{,}81[KN].$

$Q_{rad} = 3{,}5 \times S_{rad} = 3{,}5 \times 336{,}573 = 1170{,}0[KN].$

$Q_{tot} = Q_t + Q_{rad} = 6572{,}81 + 1170{,}0 = 7582{,}53\ [KN].$

❖ **Combinaisond'action :**

à $\boldsymbol{ELU}$: $\boldsymbol{N_u} = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times 48979{,}815 + 1{,}5 \times 7582{,}53 = 75721{,}9[KN].$

à $\boldsymbol{ELS}$: $\boldsymbol{N_s} = G + Q = 48979{,}815 + 7582{,}53 = 55247{,}795\ [KN]$

7- Vérifications :

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$Nous\ devons\ vérifier\ que: \tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4MPa\right\} = 3{,}26[MPa].$$

$$b = 100[cm]\ ; d = 0{,}9 \times h_d = 0{,}9 \times 30 = 27[cm].$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{75721{,}9 \times 1}{336{,}573} \times \frac{4{,}7}{2} = 528{,}7[KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{528{,}7 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1{,}96[MPa]$$

$\tau_u = 1{,}96MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}26MPa$ ……. $\boldsymbol{Condition\ vérifiée}$.

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11{,}335[m]\ ; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7{,}45[m]$$

$Avec: S_i : aire\ du\ panneau\ considéré$

$X_i, Y_i : centre\ de\ gravité\ du\ panneau\ considéré$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 4723{,}96[m^4]\ ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 11541{,}13\ [m^4]$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0: $Moment\ sismique$ à $la\ base\ du\ bâtiment$.

T_0: $Effort\ tranchant$ à $la\ base\ du\ bâtiment$.

h : $Profondeur\ de\ l'infrastructure\ (dalle\ +\ nervure)$.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi, nous devons vérifier que :

$\boldsymbol{A\ l'ELU}$: $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33 \times \sigma_{sol}$

$\boldsymbol{A\ l'ELS}$: $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$Avec:\ \sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

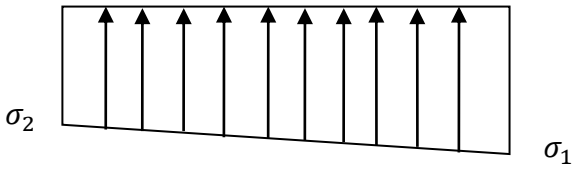


Figure VIII-3 Diagramme des contraintes sous le radier.

$$Effort\ normal : N_u = 75721{,}9[KN] \quad ; \quad N_s = 55247{,}795\ [KN].$$

- **Calcul des moments :**

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

$$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 1020{,}822 + 2378{,}15 \times 1 = 3398{,}972[KN.m] \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 1374{,}224 + 2877{,}55 \times 1 = 4265{,}823[KN.m] \end{cases}$$

✓ **Sens longitudinal:**

A l'ELU:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{75721{,}9}{336{,}573} + \frac{3398{,}972}{4723{,}96} \times 11{,}335 = 233{,}13\ \left[KN/m^2\right] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{75721{,}9}{336{,}573} - \frac{3398{,}972}{4723{,}96} \times 11{,}335 = 216{,}91\ \left[KN/m^2\right] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases}\sigma_m = \dfrac{3 \times 233{,}13 + 216{,}91}{4} = 229{,}07\left[{KN}/{m^2}\right] \\ 1{,}33 \times \sigma_{sol} = 1{,}33 \times 200 = 266\left[{KN}/{m^2}\right]\end{cases} \Longrightarrow \sigma_m < 1{,}33\sigma_{sol} \Longrightarrow Condition\ Vérifiée$$

A l'ELS :

$$\begin{cases}\sigma_1 = \dfrac{N_s}{S_{rad}} + \dfrac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \dfrac{55247{,}795}{336{,}573} + \dfrac{3398{,}972}{4723{,}96} \times 11{,}335 = 172{,}3[KN/m^2] \\ \sigma_2 = \dfrac{N_s}{S_{rad}} - \dfrac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \dfrac{55247{,}95}{336{,}573} - \dfrac{3398{,}972}{4723{,}96} \times 11{,}335 = 155{,}99[KN/m^2]\end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases}\sigma_m = \dfrac{3 \times 172{,}3 + 155{,}99}{4} = 168{,}22[KN/m^2] \\ \sigma_{sol} = 200[KN/m^2]\end{cases} \Longrightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Longrightarrow Condition\ Vérifiée$$

- ✓ **Sens transversal:**

A l'ELU:

$$\begin{cases}\sigma_1 = \dfrac{N_u}{S_{rad}} + \dfrac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \dfrac{75721{,}9}{336{,}573} + \dfrac{4265{,}823}{11541{,}13} \times 7{,}45 = 227{,}73\left[{KN}/{m^2}\right] \\ \sigma_2 = \dfrac{N_u}{S_{rad}} - \dfrac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \dfrac{75721{,}9}{336{,}573} - \dfrac{4265{,}823}{11541{,}13} \times 7{,}45 = 224{,}61\left[{KN}/{m^2}\right]\end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases}\sigma_m = \dfrac{3 \times 227{,}73 + 224{,}61}{4} = 226{,}95\left[{KN}/{m^2}\right] \\ 1{,}33 \times \sigma_{sol} = 1{,}33 \times 200 = 266\left[{KN}/{m^2}\right]\end{cases} \Longrightarrow \sigma_m < 1{,}33\sigma_{sol} \Longrightarrow Condition\ Vérifiée$$

A l'ELS :

$$\begin{cases}\sigma_1 = \dfrac{N_s}{S_{rad}} + \dfrac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \dfrac{55247{,}795}{336{,}573} + \dfrac{4265{,}823}{11541{,}13} \times 7{,}45 = 166{,}9[KN/m^2] \\ \sigma_2 = \dfrac{N_s}{S_{rad}} - \dfrac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G = \dfrac{55247{,}795}{336{,}573} - \dfrac{4265{,}823}{11541{,}13} \times 7{,}45 = 161{,}39[KN/m^2]\end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases}\sigma_m = \dfrac{3 \times 166{,}9 + 161{,}39}{4} = 165{,}52[KN/m^2] \\ \sigma_{sol} = 200[KN/m^2]\end{cases} \Longrightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Longrightarrow Condition\ Vérifiée$$

- **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : *Charge de calcul* à *l'ELU pour le poteau ou le voile*

μ_c : *Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.*

a : *Epaisseur du voile ou du poteau.*

b : *Largeur du poteau ou du voile* (*une bonde de* $1m$).

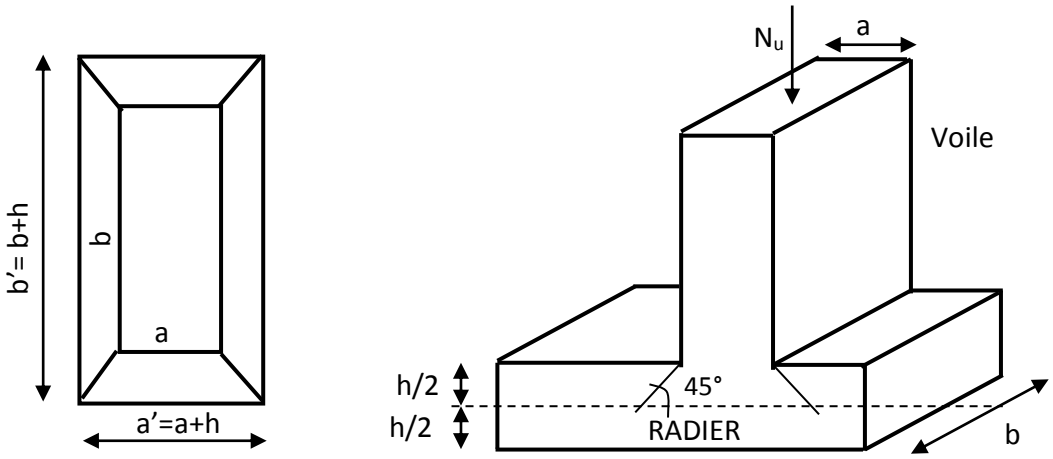


Figure. VIII-4: Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0{,}60 + 0{,}60 + 2 \times 1) \times 2 = 6{,}2\ [m].$$

$$N_u = 1957{,}14[KN] < \frac{0{,}045 \times 6{,}2 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 4650[KN] \Longrightarrow Condition\ Vérifiée.$$

- **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0{,}2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6{,}4[m].$$

$$N_u = 738{,}87[KN] < \frac{0{,}045 \times 6{,}4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = 4800[KN] \Longrightarrow Condition\ Vérifiée.$$

- **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : *Poids total* à *la base du radier.*

Z : *hauteur total du radier* $Z = 1\,m.$

γ: *Poids volumique du l'eau* $\gamma = 10[KN/m^3]$

α : *Cœfficient de sécurité vis* $-$ à $-$ *vis du soulèvement* $\alpha = 1{,}5.$

$$P = G_{supertsructure} + G_{infrastructure} = 47665{,}265[KN]$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1{,}5 \times 336{,}573 \times 10 \times 1 = 5048{,}595[KN]$$

$$P = 47665{,}265\ [KN] > 5048{,}595\ [KN] \Longrightarrow Condition\ Vérifiée.$$

. Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99),** on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément repartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis.

- **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

1er Cas :

$$\rho < 0{,}4 \;\; La\ dalle\ travaille\ dans\ une\ seul\ direction$$

$$M_{0_x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \;\; et \;\; M_{0_y} = 0$$

2eme Cas :

0,4 ≤ ρ ≤ 1 (La dalle travaille dans les deux directions) les deux flexions intervient, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$Dans\ le\ sens\ de\ la\ petite\ portée\ L_x : M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

$Dans\ le\ sens\ de\ la\ grande\ portée\ L_y : M_{0_y} = \mu_x \times M_{0_x}$

$Les\ coefficients\ \mu_x, \mu_y sont\ donnés\ par\ les\ tables\ de\ PIGEAUD.$

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \;\; avec \;\; (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\vartheta = 0\ , \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4{,}5}{4{,}7} = 0{,}96 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0401 \\ \mu_y = 0{,}911 \end{cases}$$

$0{,}4 \leq \rho \leq 1 \Longrightarrow la\ dalle\ travaille\ dans\ les\ deux\ directions.$

$Les\ contraintes\ prises\ en\ compte\ dans\ les\ calculs$:

ELU : $q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$

ELS: $q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$

$-\boldsymbol{A\ l'ELU}$: $q_{u_m} = 226{,}95 - \frac{7659{,}245}{336{,}573} = 204{,}19 \left[KN/m^2\right].$

$-\boldsymbol{A\ l'ELS}$: $q_{s_m} = 242{,}03 - \frac{7659{,}245}{336{,}573} = 142{,}76 \left[KN/m^2\right].$

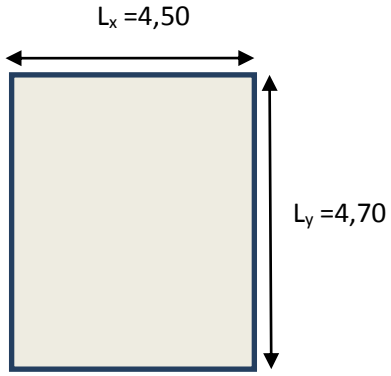


Figure. VIII-5 : panneau le plus sollicité

7-Calcul des armatures à l'ELU :

7.1- Evaluation des moments M x, M y :

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0{,}0401 \times 204{,}19 \times 4{,}5^2 = 165{,}81[\text{KN.m}] \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = \mu_y \times M_{0_x} = 0{,}658 \times 260{,}63 = 151{,}05[\text{KN.m}] \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

Panneau intermédiaire

$0{,}75M_0$: *Pour les moments en travées,*

$0{,}5M_0$: *Pour les moments sur appuis intermédiaires,*

Panneau de rive

$0{,}85M_0$: *Pour les moments en travées,*

$0{,}3M_0$: *Pour les moments sur appuis de rive.*

7.2-Ferraillage dans le sens XX :

- **Moments en travées :**

$M_u^t = (0{,}75)M_{0_x}$

$M_u^t = (0{,}75) \times 165{,}81 = 124{,}36\ [KN.m]$.

- **Moments Aux appuis :**

$M_u^a = (0{,}5)M_{0_x}$ =0,5×165,81=82,905$[KN.m]$.

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{82{,}905 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}074 \leq 0{,}392 \Longrightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}125 \Longrightarrow \beta_u = 0{,}962$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{82{,}905 \times 10^2}{0{,}962 \times 28 \times 34{,}8} = 8{,}90[cm^2]$$

Soit $\boldsymbol{7HA14/ml = 10{,}77\ [cm^2/ml]}$*avec un espacement de* $15\boldsymbol{cm}$.

- **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{124{,}36 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}112 \leq 0{,}392 \Longrightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$\mu_u = 0{,}112 \Longrightarrow \beta_u = 0{,}994$

$$A_s^a = \frac{M_{u_t}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{124{,}36 \times 10^2}{0{,}994 \times 28 \times 34{,}8} = 12{,}84[cm^2]$$

Soit : **7HA16/ml = 14,07** $[\boldsymbol{cm^2/ml}]$avec un espacement de $15\boldsymbol{cm}$

7.3-Ferraillage dans le sens YY :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{u_a} = (-0\,,5)M_{0_y}$$

$$M_{u_a} = (-0{,}5) \times 151{,}05 = -75{,}525[KN.m].$$

- **Moments en travées :**

$$M_{u_t} = (0{,}75)M_{0_y}$$

$$M_{u_t} = (0{,}75) \times 151{,}05 = 113{,}29[KN.m].$$

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{u_a}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75{,}525 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}068 \leq 0{,}392 \Longrightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}068 \Longrightarrow \beta_u = 0{,}965$

$$A_s^a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{75{,}525 \times 10^2}{0{,}965 \times 28 \times 34{,}8} = 8{,}03[cm^2]$$

$Soit\ \boldsymbol{7HA14/ml = 10,77}\ [\boldsymbol{cm^2/ml}]avec\ un\ espacement\ de\ 15\boldsymbol{cm}.$

En travées :

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113{,}61 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}102 \leq 0{,}392 \Longrightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$\mu_u = 0{,}102 \Longrightarrow \beta_u = 0{,}995$

$$A_s^a = \frac{M_{u_t}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{113{,}29 \times 10^2}{0{,}995 \times 28 \times 34{,}8} = 11{,}68[cm^2]$$

Soit : **7HA16/ml = 14,07** $[\boldsymbol{cm^2/ml}]$avec un espacement de $15\boldsymbol{cm}$

Tableau VIII-2: Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier :

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	**7HA14/ml = 10,77 cm²/ml st= 15cm**	**7HA14 /ml = 10,77 cm²/ml st=15cm**
Armatures en travées	**7HA16/ml = 14,07 cm²/ml st= 15cm**	**7HA16/ml =14,07 cm²/ml st=15cm**

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur.

8. Vérification :

8.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton :

- **Dans le sens XX :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \quad avec : \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} \; ; \; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

ω_0: $Pourcentage\ d'acier\ minimal$ égal à 0,8 ‰ $pour\ les\ HA\ FeE400$

h : $la\ hauteur\ de\ la\ dalle$

$b = 100\ cm\ (bande\ de\ 1m).$

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3-\rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0{,}0008 \times \left(\frac{3-0{,}85}{2}\right) = 2{,}58[cm^2]$$

- **Sens XX :**

$$\left.\begin{matrix} A_s^a = 10{,}77[cm^2] > A_{min} = 2{,}58[cm^2] \\ A_s^t = 14{,}07[cm^2] > A_{min} = 2{,}58[cm^2] \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- **Dans le sens YY:**

$$A_{min} = \omega_0 \times h \times b = 0{,}0008 \times 30 \times 100 = 2{,}4[cm^2]$$

Sens (Y-Y) :

$$\left.\begin{matrix} A_s^a = 10{,}77[cm^2] > A_{min} = 2{,}4[cm^2] \\ A_s^t = 14{,}07[cm^2] > A_{min} = 2{,}4[cm^2] \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

8-2. Vérification des espacements (Art A8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Directions	Charges réparties seulement	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée.....	3 h et 33 cm	2 h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée.....	4 h et 45 cm	3 h et 33 cm

- **Dans le sens XX :**

$$St \leq min\{3h;\ 33cm\} = min\{3 \times 30\ ;\ 33cm\} = 33\ [cm]$$

$St = 14\ [cm] < 33\ [cm]$ ……$Condition\ vérifiée.$

- **Dans le sens YY :**

$$S_t \leq min\{4h;\ 45cm\} = min\{4 \times 30;\ 45cm\} = 45\ [cm]$$

$S_t = 14\ [cm] < 45\ [cm]$ ……**$Condition\ vérifiée$**.

7.5.3. Vérification à l'ELS :

$\rho = 0{,}96 \quad \begin{cases} \mu_x = 0{,}0475 \\ \mu_y = 0{,}939 \end{cases}$

$$q_s = 142{,}76\ \text{kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_s . L_x{}^2 = 0{,}0475 \times 142{,}76 \times 4{,}1^2 = 137{,}32\ \text{kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0{,}939 \times 137{,}32 = 128{,}94\ \text{kN.m}$$

Moment en travées :

$$M_{stx} = 0{,}75 \times 137{,}32 = 102{,}99\ \text{kN.m}$$

$$M_{sty} = 0{,}75 \times 128{,}94 = 96{,}705\ \text{kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{sax} = 0{,}5 \times M_{0x} = 0{,}5 \times 137{,}32 = 68{,}66\ \text{kN.m}$$

$$M_{say} = 0{,}5 \times M_{0y} = 0{,}5 \times 128{,}94 = 64{,}47\ \text{kN.m}$$

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Sens (x-x)

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15[MPa]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10{,}77}{100 \times 28} = 0{,}38$$

$$\rho_1 = 0{,}38 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}904\ ; \alpha_1 = 0{,}288$$

K_1=37,08 avec $K = \frac{1}{K_1}$=0,027

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{68{,}66 \times 10^6}{0{,}904 \times 280 \times 10{,}77 \times 10^2} = 251{,}86\ [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0{,}027 \times 251{,}86 = 6{,}8[MPa] \leq 15\ [MPa] \ldots\ldots\ldots \boldsymbol{Condition\ v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le béton

Sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
X-X	**Appuis**	68,66	10,77	0,38	0,904	37,08	251,86	6,8	15	vérifier
	Travée	102,99	14,07	0,502	0,893	31,73	292,75	9,23		vérifier
Y-Y	**Appuis**	64,47	10,77	0,38	0,904	37,08	236,49	6,37		vérifier
	travée	96,705	14,07	0,502	0,893	31,73	274,88	8,66		vérifier

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 292{,}75[MPa] < \overline{\sigma_{st}} = 348\ [MPa] \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{Condition\ vérifiée}.$$

IX-3.Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

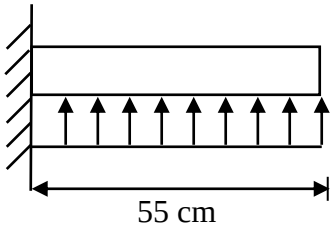


Figure. VIII-6 : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- **A l'ELU :**

$$q_u = 204{,}19\ [KN/ml].$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{204{,}19 \times 0{,}55^2}{2} = -30{,}88[KN.m]$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 142{,}76\ [KN/ml].$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{142{,}76 \times 0{,}55^2}{2} = -21{,}59[KN.m]$$

2. Calcul des armatures

- **Armatures principales :**

$$b = 1[m]\ ;\ d = 28[cm]\ ;\ f_{bc} = 14{,}2\ [MPa]\ ;\ \sigma_s = 348\ [MPa]$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30{,}88 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14{,}2} = 0{,}03 \leq 0{,}392 \implies S.S.A.$$

$$\mu_u = 0{,}03 \implies \beta_u = 0{,}9985$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{30{,}88 \times 10^3}{0{,}9985 \times 28 \times 348} = 3{,}174[cm^2]$$

$$\boldsymbol{A_s = 3{,}174\ [cm^2/ml]}.$$

3. Vérification à l'ELU:

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 28 \times 2{,}1}{400} = 3{,}381[cm^2]$$

$$\boldsymbol{Soit: As = 5HA12 = 5{,}65}[cm^2]\ avec\ un\ espacement\ de\ \boldsymbol{20\ [cm/ml]}.$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5{,}65}{4} = 1{,}41[cm^2]$$

$$\boldsymbol{Soit : A_r = 4HA8 = 2{,}01\ [cm^2]}\ avec\ un\ espacement\ de\ \mathbf{13}\ [\boldsymbol{cm/ml}].$$

4. Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ [MPa]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 28} = 0{,}202$$

$$\rho_1 = 0{,}202 \Longrightarrow \beta_1 = 0{,}927$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{53{,}49} = 0{,}018$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21{,}59 \times 10^{-3}}{0{,}927 \times 0{,}28 \times 5{,}65 \times 10^{-4}} = 147{,}22\ [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0{,}018 \times 147{,}22 = 2{,}65[MPa] \leq 15\ [MPa] \ldots\ldots\ldots\ \boldsymbol{Condition\ vérifiée}.$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 147{,}22[MPa] < \overline{\sigma_{st}} = 348[MPa]\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ \boldsymbol{Condition\ Vérifiée}.$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

VIII-4.Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

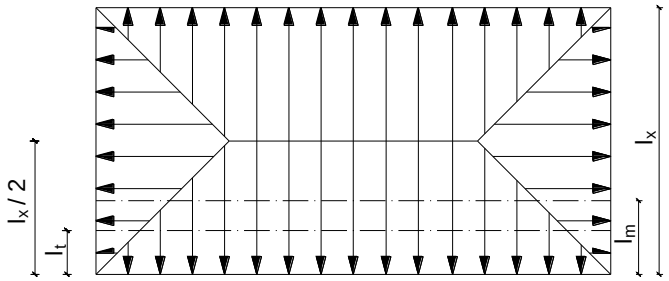


Figure VIII-7 : Répartition trapézoïdale

$$\begin{cases} l_m = l_x \times \left(0{,}5 - \dfrac{\rho_x^2}{6}\right) \\ l_t = l_x \times \left(0{,}5 - \dfrac{\rho_x}{4}\right) \end{cases}$$

- **Le Chargement simplifié:**

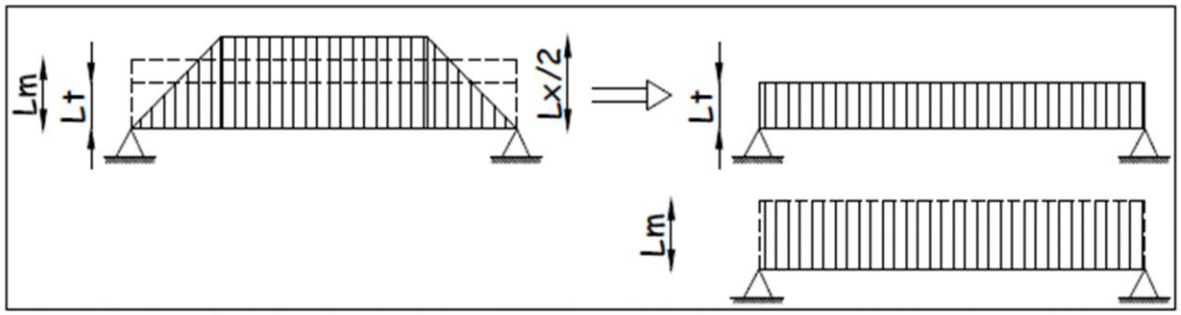


Figure VIII-8 : Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire :**

$$\begin{cases} l_m = 0{,}333 \times l_x \\ l_t = 0{,}25 \times l_x \end{cases}$$

2. Charges à considérer :

$$\left.\begin{array}{l} \rightarrow \boldsymbol{Q_u = q_u \times l_m} \\ \rightarrow \boldsymbol{Q_s = q_s \times l_m} \end{array}\right\} \Longrightarrow \textbf{Pour les moments fléchissantes.}$$

$$\left.\begin{array}{l} \rightarrow Q_u = q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s = q_s \times l_t \end{array}\right\} \Longrightarrow \text{Pour les efforts tranchants.}$$

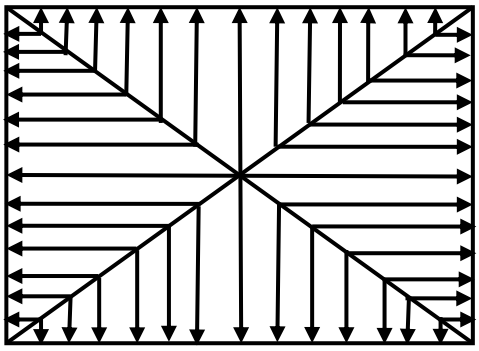


Figure VIII-9 : Répartition triangulaire

3. Détermination des charges :

$$G_{ner} = (0{,}60 \times 1 \times 25 \times 21{,}57 \times 4) + (0{,}60 \times 1 \times 25 \times 13{,}8 \times 6) = 2324{,}85[KN]$$

$$Avec: S_{ner} = \frac{G_{ner}}{\rho \times b_{ner}} = \frac{2324{,}85}{25 \times 0{,}55} = 169{,}08[m^2]$$

- **ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_t}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(226{,}95 - \frac{7659.245}{336{,}573} - \frac{2324{,}85}{169{,}08}\right) = 190.44[\mathrm{KN/m^2}]$$

- **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_t}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(165{,}52 - \frac{7659.245}{336{,}573} - \frac{2324{,}85}{169{,}08}\right) = 129.01[\mathrm{KN/m^2}].$$

Sens longitudinal

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$	Q_u	$\sum Q_u$	Q_s	$\sum Q_s$
AB	1	4,5	4,4	0,98	Triangulaire	1,499	1,15	190,44	129,01	285,45		193,37	394,947	219,01	452,29	148,36	306,40
	2	4,5	4,7	0,96	Triangulaire	1,562	1,225	190,44	129,01	297,56	583,007	201,57		233,29		158,04	
BC	1	4,35	4,4	0,99	Triangulaire	1,466	1,112	190,44	129,01	279,26		189,19	389,65	211,79	452,12	143,46	306,27
	2	4,35	4,7	0,92	Triangulaire	1,554	1,262	190,44	129,01	295,94	575,194	200,48		240,33		162,81	
CD	1	3,57	4,4	0,81	Triangulaire	1,393	1,307	190,44	129,01	265,34		179,75	365,75	249,00	526,47	168,62	356,62
	2	3,57	4,7	0,76	Triangulaire	1,442	1,457	190,44	129,01	274,56	539,901	185,99		277,47		188,00	
DE	1	4,35	4,4	0,99	Triangulaire	1,466	1,112	190,44	129,01	279,26		189,19	389,65	211,79	452,12	143,46	306,27
	2	4,35	4,7	0,92	Triangulaire	1,554	1,262	190,44	129,01	295,94	575,194	200,48		240,33		162,81	
EF	1	4,5	4,4	0,98	Triangulaire	1,499	1,150	190,44	129,01	285,45		193,37	394,947	219,01	452,29	148,36	306,40
	2	4,5	4,7	0,96	Triangulaire	1,562	1,225	190,44	129,01	297,56	583,007	201,57		233,29		158,04	

Sens transversal

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ_x	chargement	Lm	Lt	qu	qs	Qu	$\sum Q_u$	Qs	$\sum Q_s$	Qut	$\sum Q_u$	Qst	$\sum Q_s$
1	1	4,35	4,4	0,99	Trapézoïdale	1,466	1,112	190,44	129,01	279,18		189,13		211,78		143,47	*291,62*
	2	4,5	4,4	0,98	Trapézoïdale	1,499	1,148	190,44	129,01	285,45	564,71	193,38	382,51	218,69	430,47	148,15	
2	1	4,35	4,7	0,93	Trapézoïdale	1,554	1,243	190,44	129,01	295,94		200,48		236,80		160,42	*317,64*
	2	4,5	4,7	0,96	Trapézoïdale	1,562	1,269	190,44	129,01	297,56	593,49	200,57	402,05	232,09	468,89	157,23	
3	1	4,35	4,4	0,99	Trapézoïdale	1,466	1,112	190,44	129,01	279,26		189,18		211,78		143,47	*291,62*
	2	4,5	4,4	0,98	Trapézoïdale	1,499	1,148	190,44	129,01	285,45	564,71	193,37	382,51	218,69	430,47	148,15	

1) Calcul des moments et des efforts tranchants

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

H_{nerv}= 1m

B_{nerv}= 0.6m

- **Sens (X-X)**

- **Calcul des moments et des efforts tranchants**

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

H_{nerv}= 1m

B_{nerv}= 0.6m

- **Sens (X-X)**

Chargement ELU

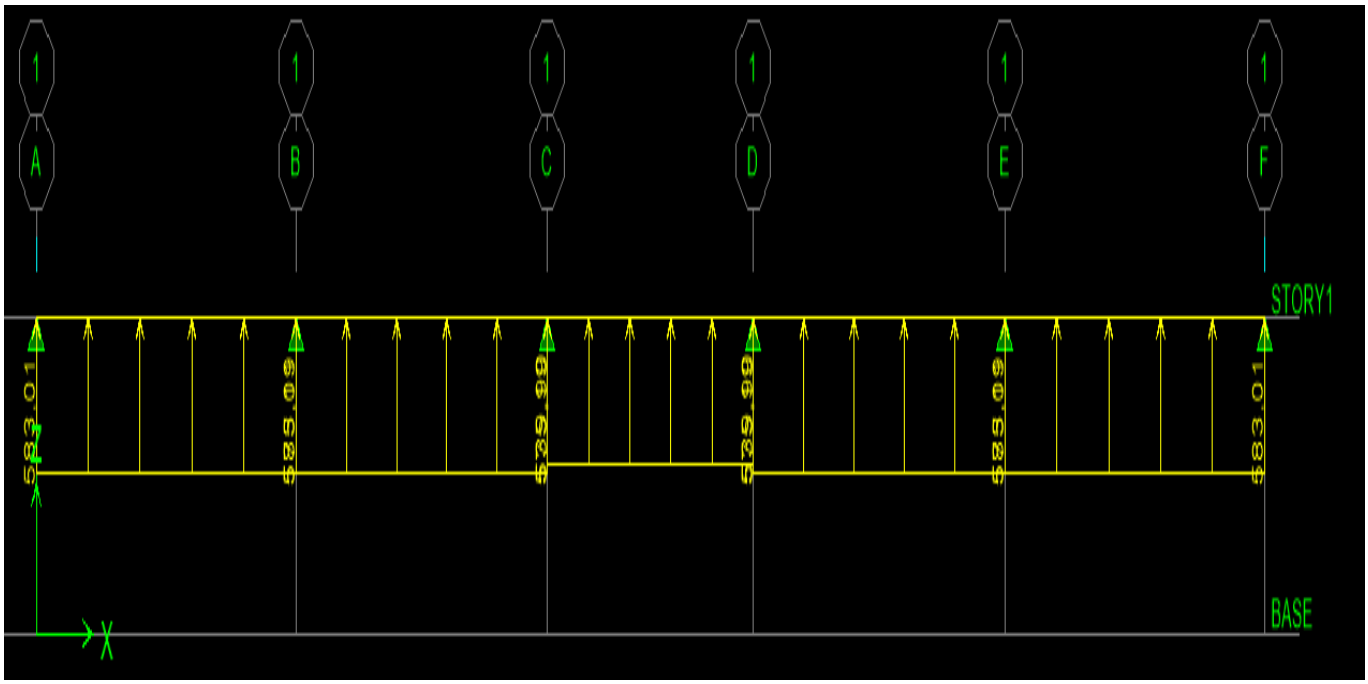
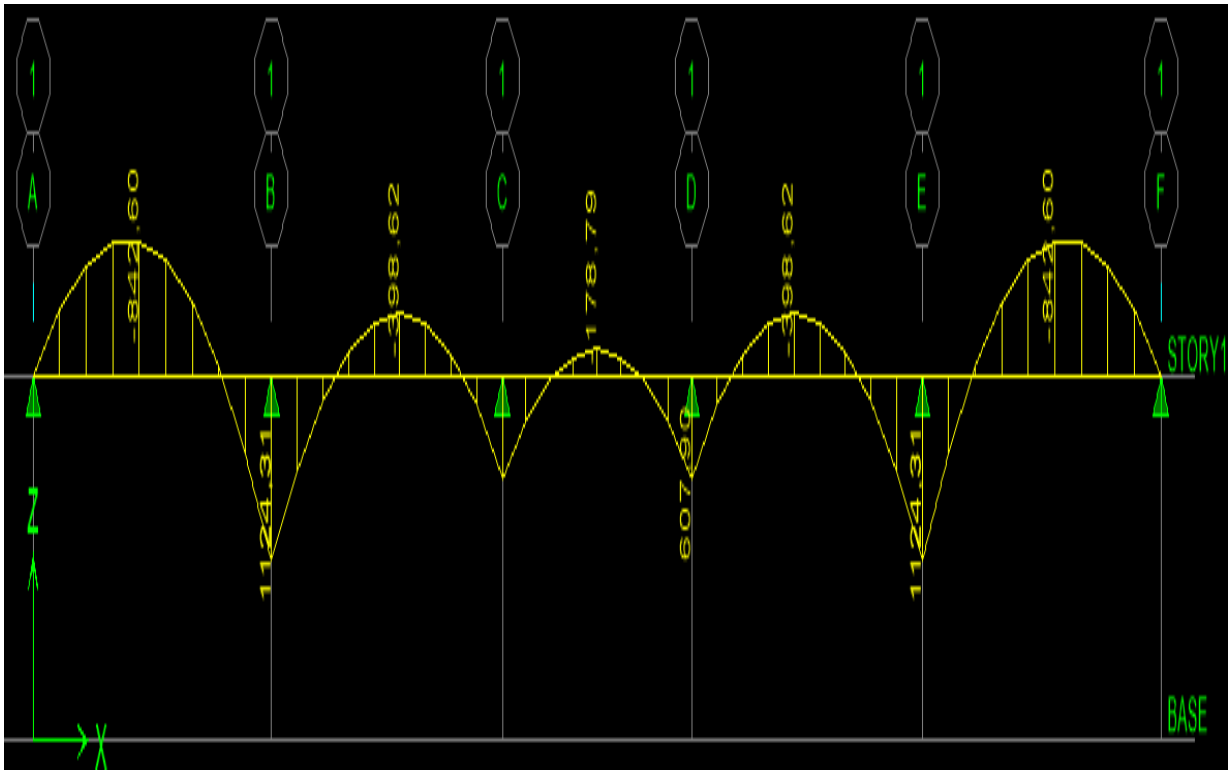


Diagramme des moments ELU



Chargement ELS

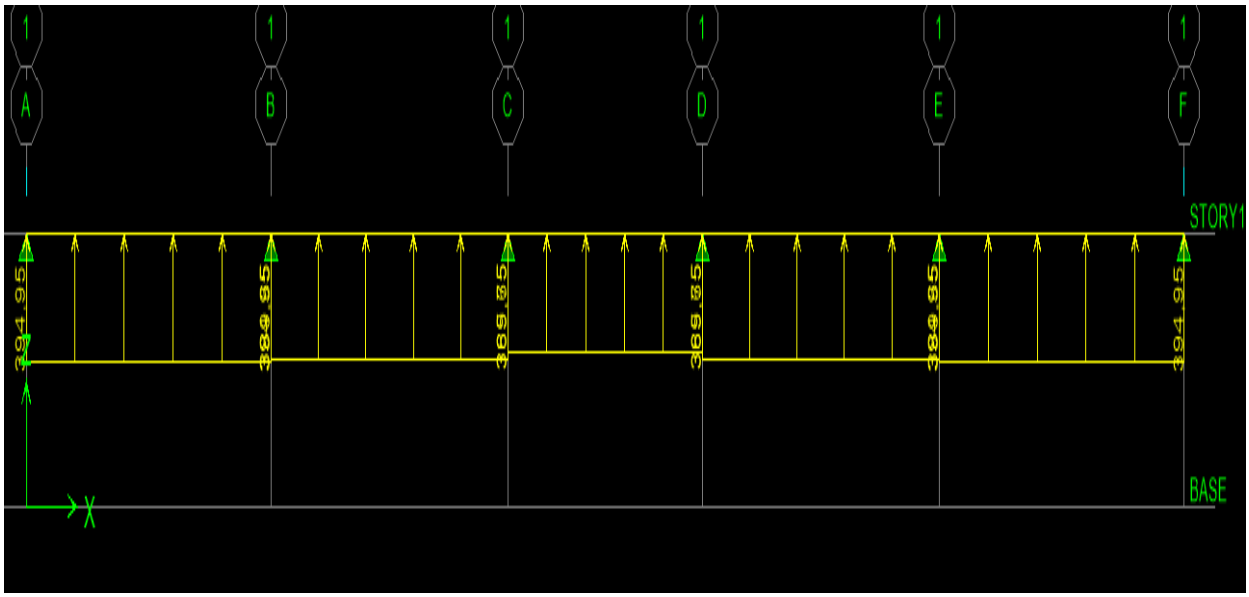
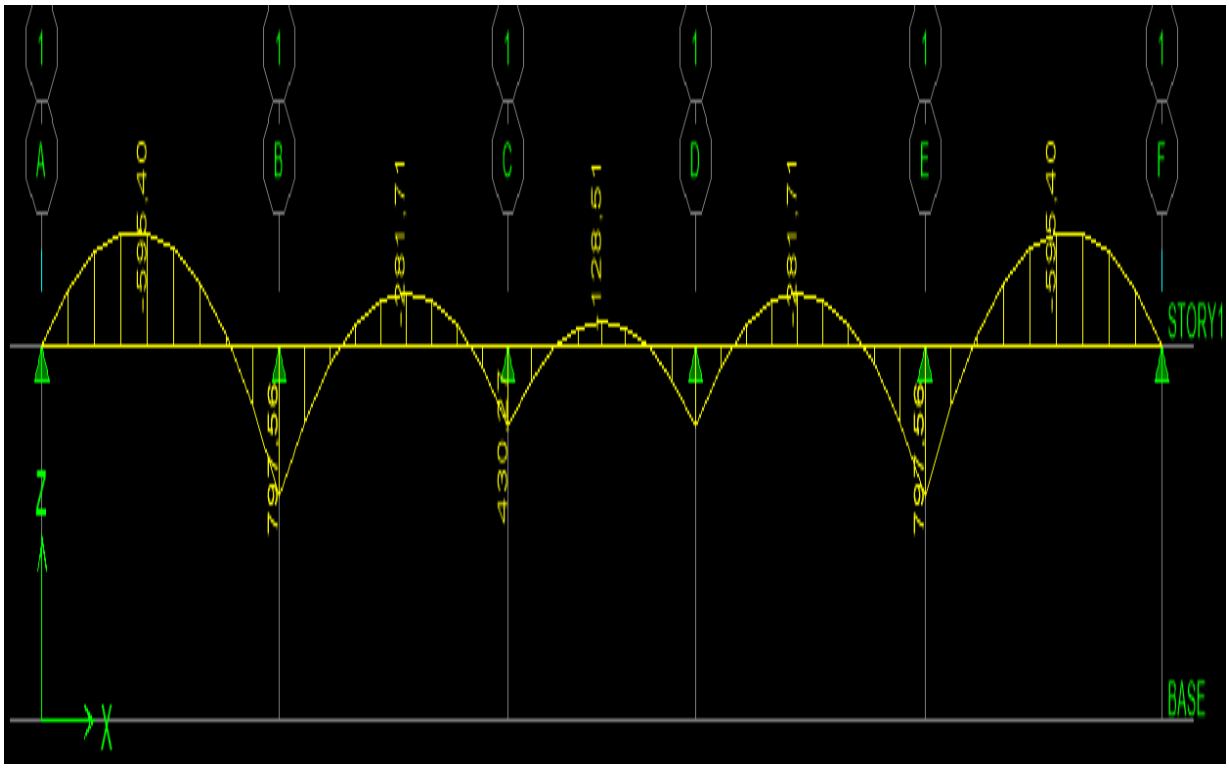


Diagramme des moments ELS



Chargement effort tranchant ELU

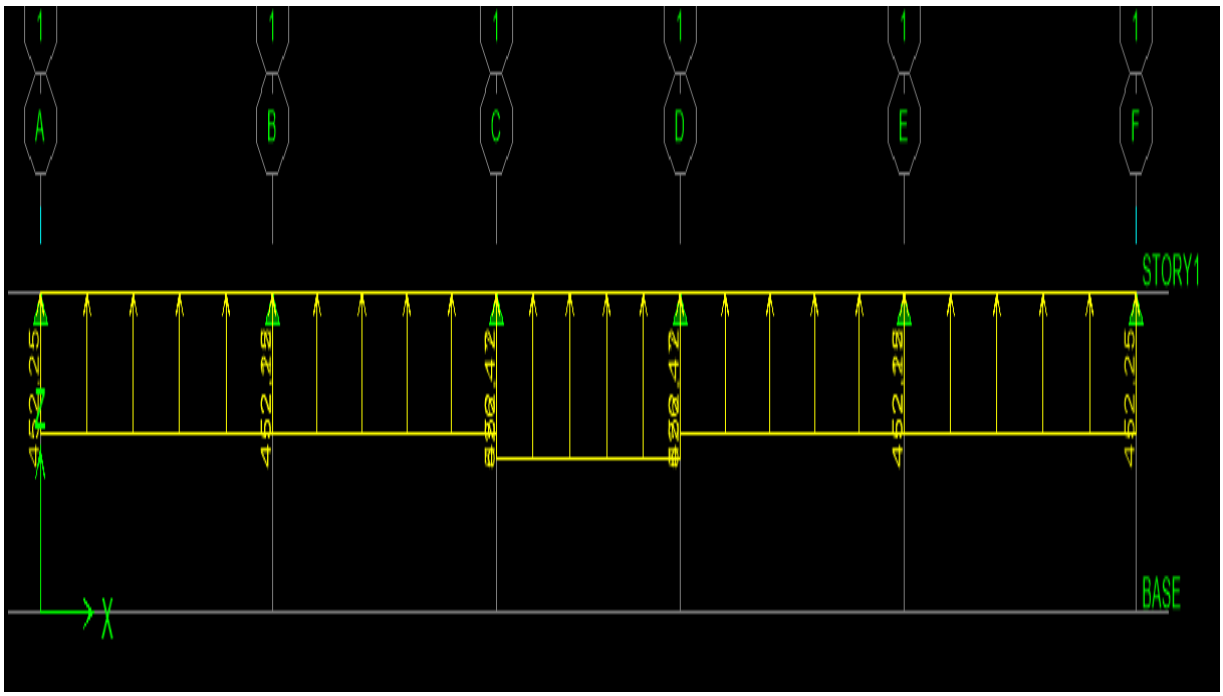
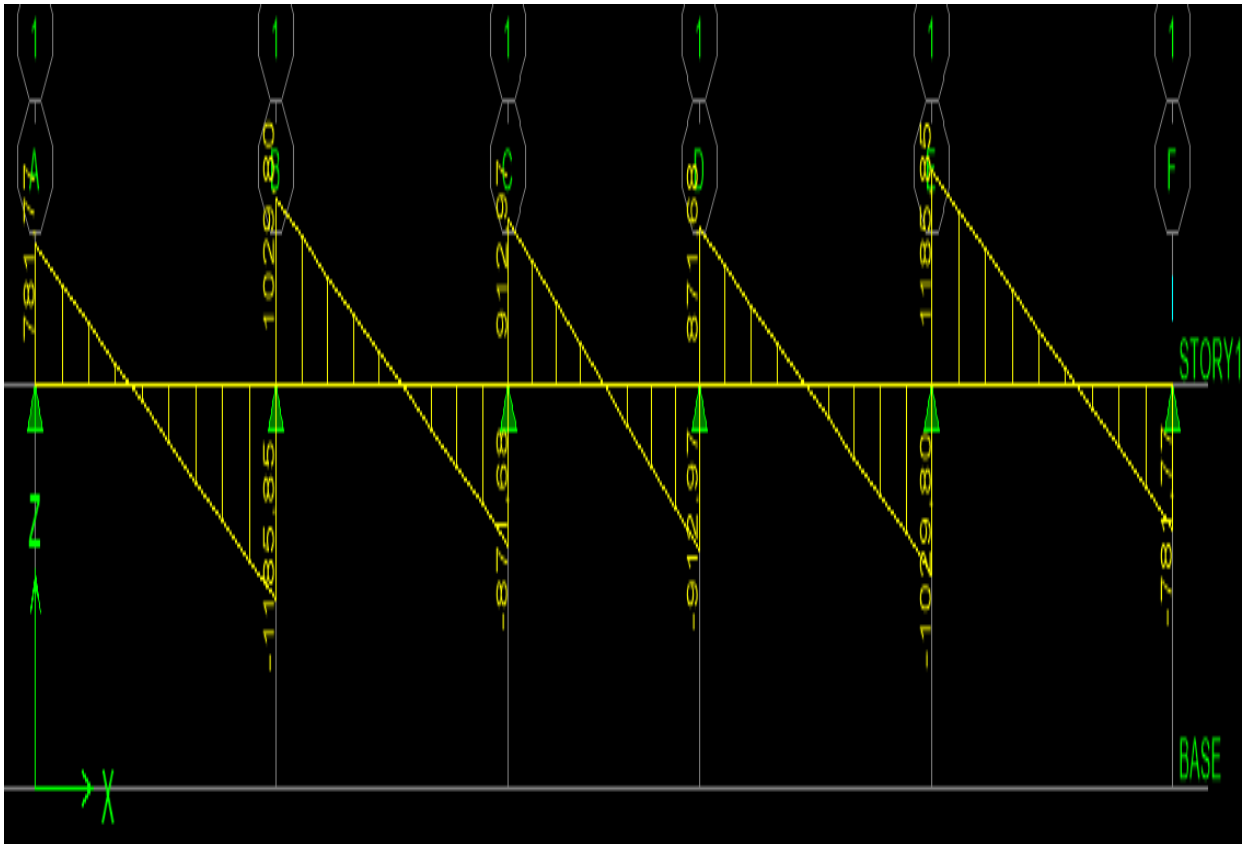


Diagramme des efforts tranchants ELU (x-x)



Chargement des efforts tranchant ELS

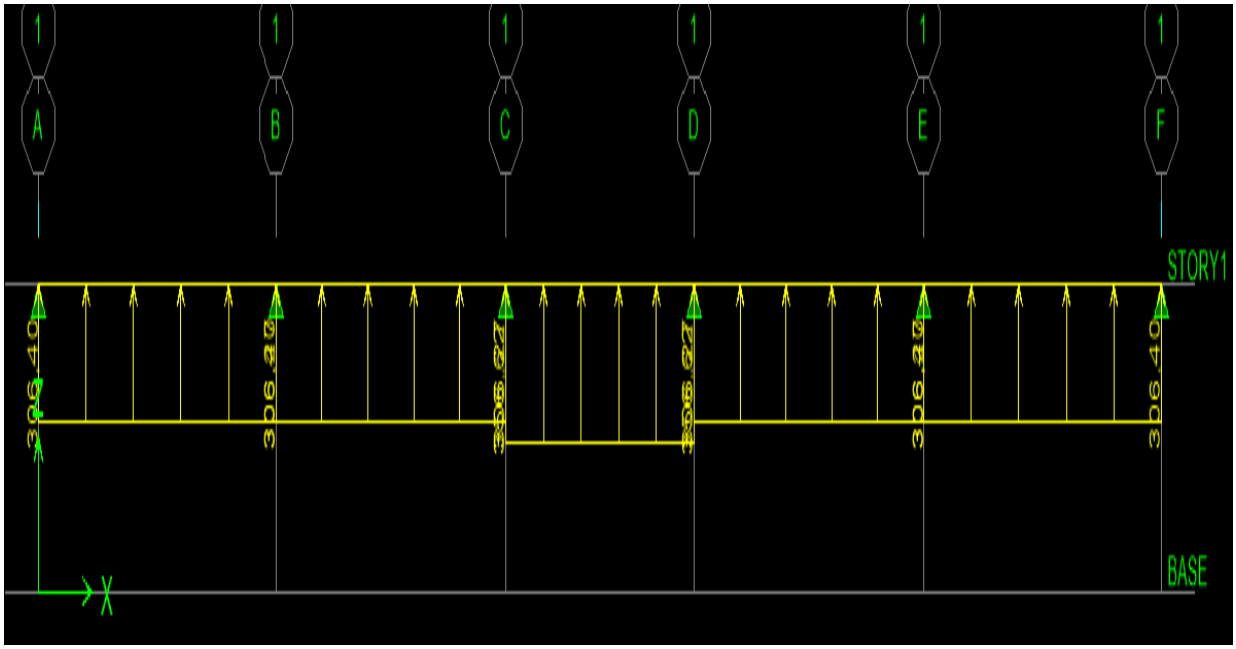
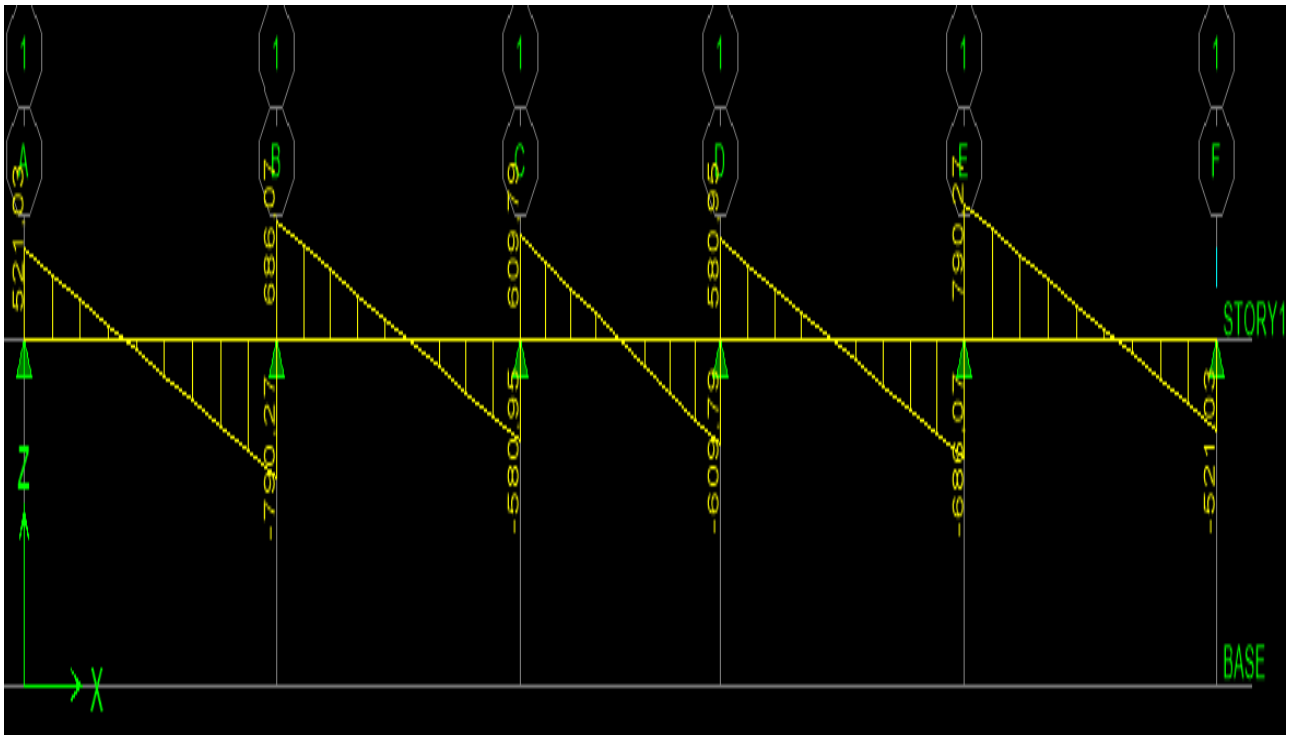


Diagramme des efforts tranchants ELS



Sens transversal (y-y)

Chargement ELU

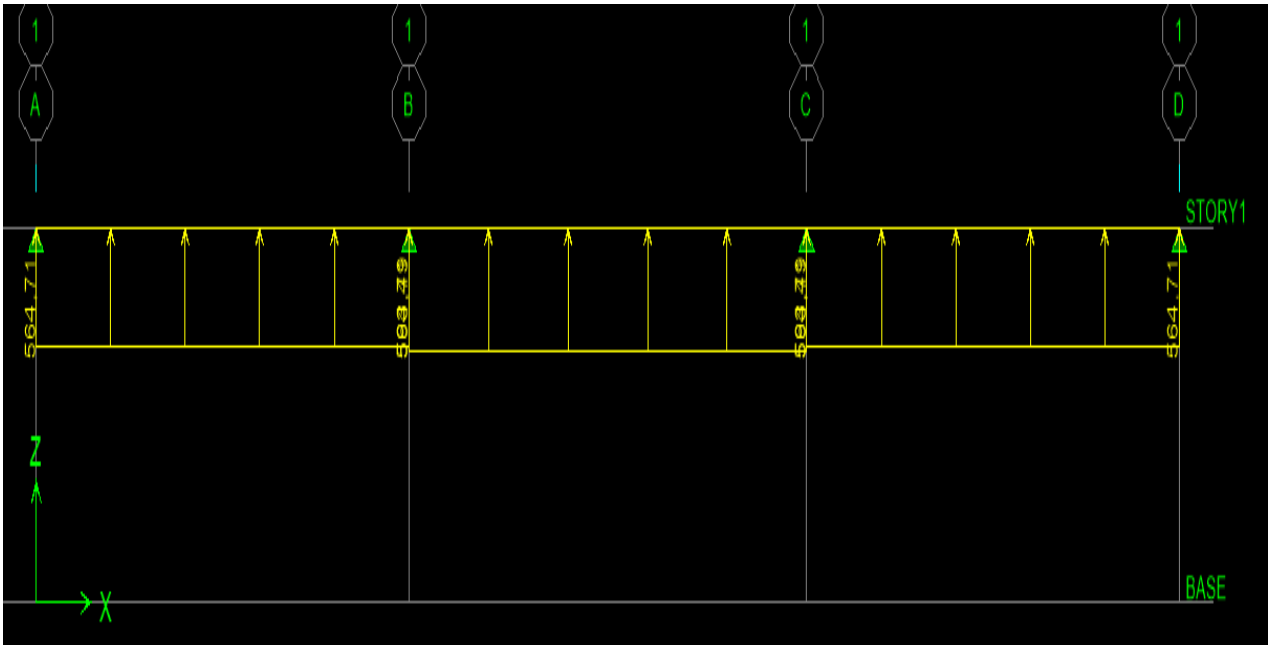
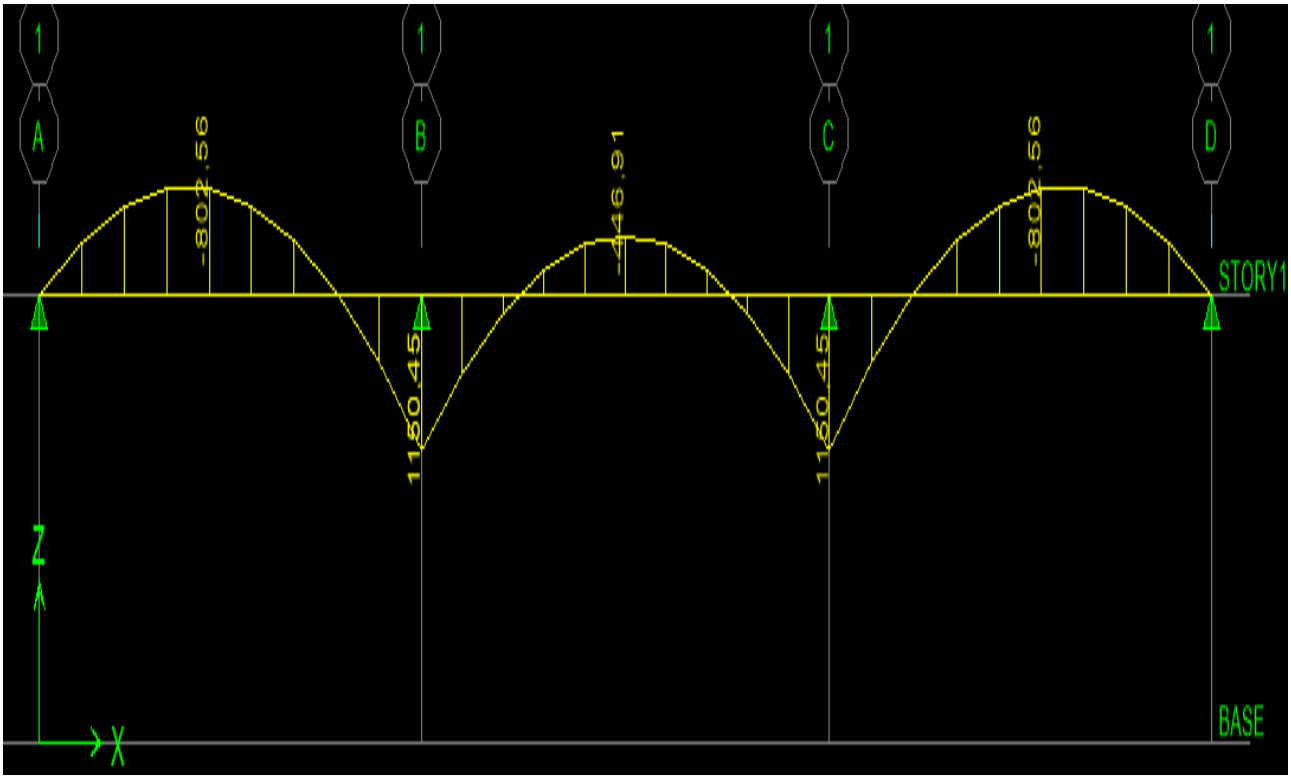


Diagramme des moments ELU (y-y)



Chargement ELS (Y-Y)

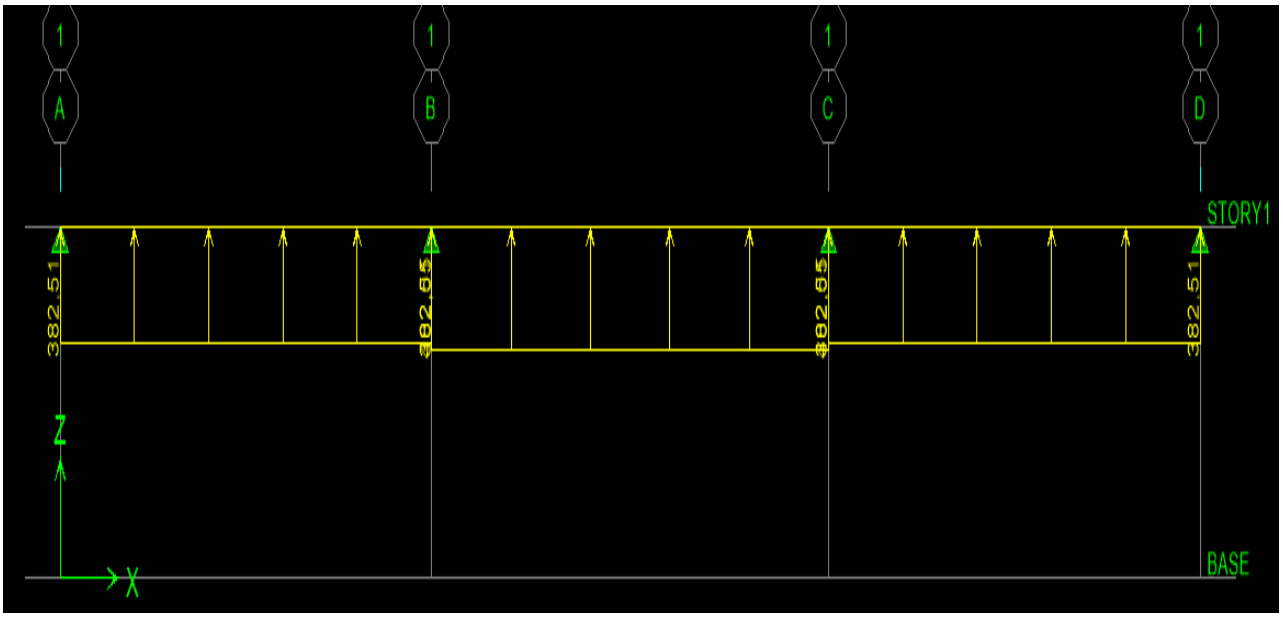
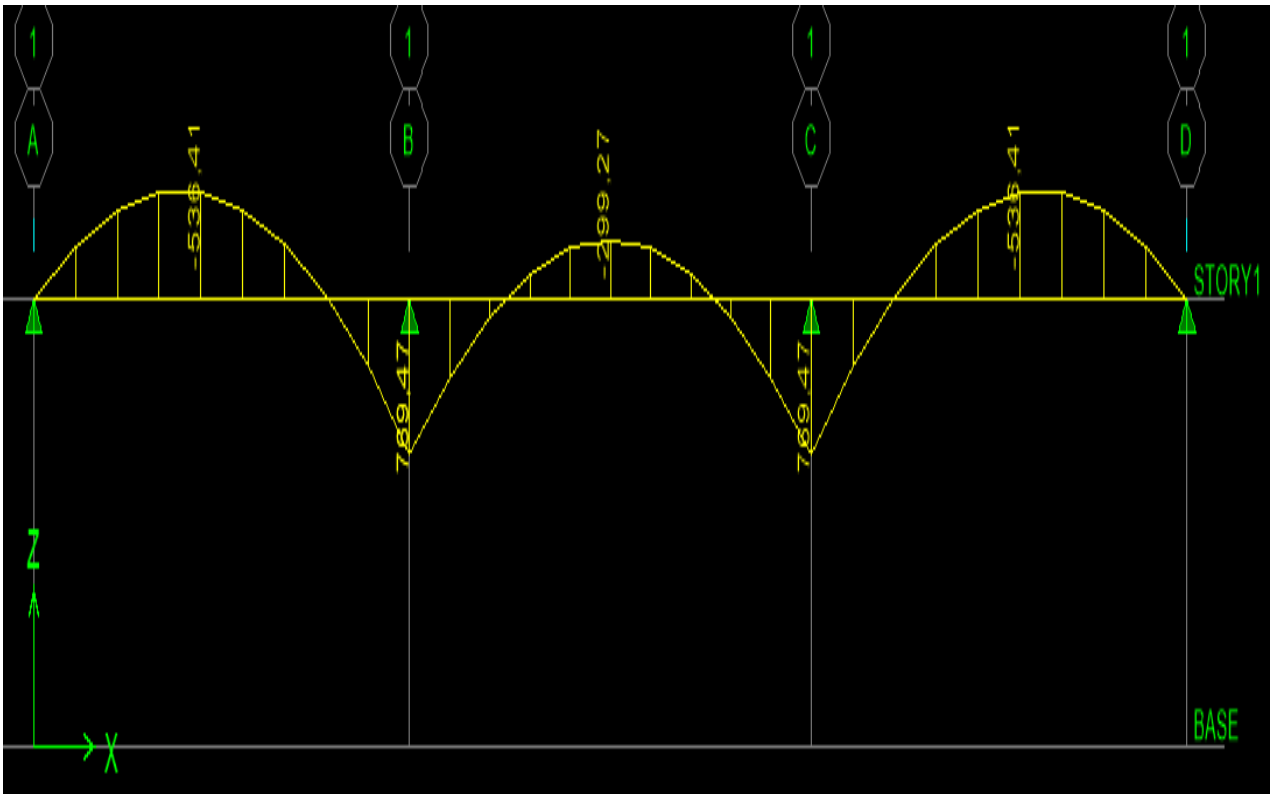


Diagramme des moments ELS (y-y)



Chargement des efforts tranchant ELU (y-y)

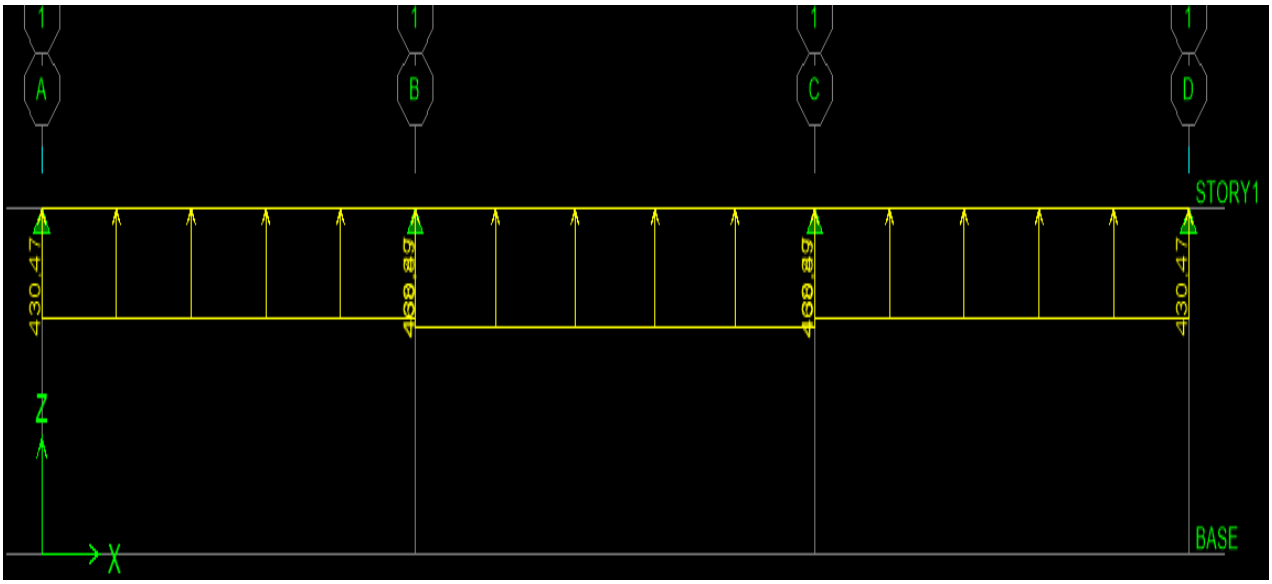
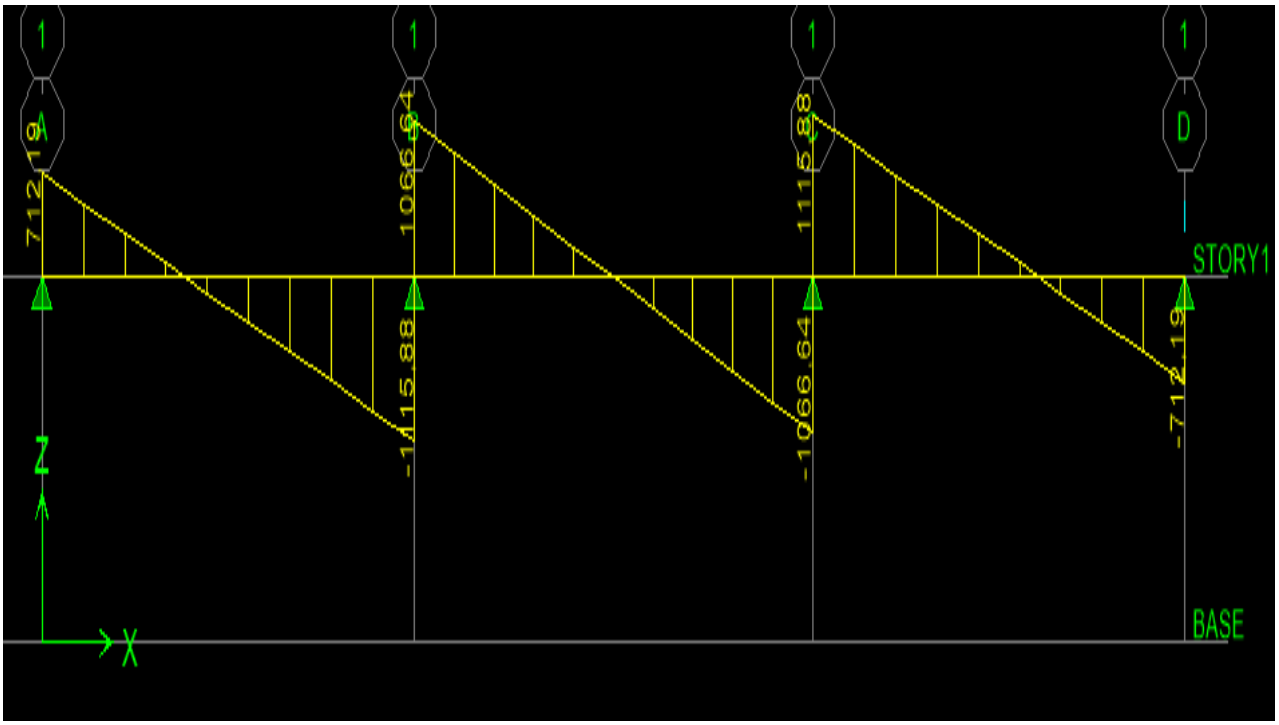


Diagramme des efforts tranchants ELU (y-y)



Chargement effort tranchant ELS

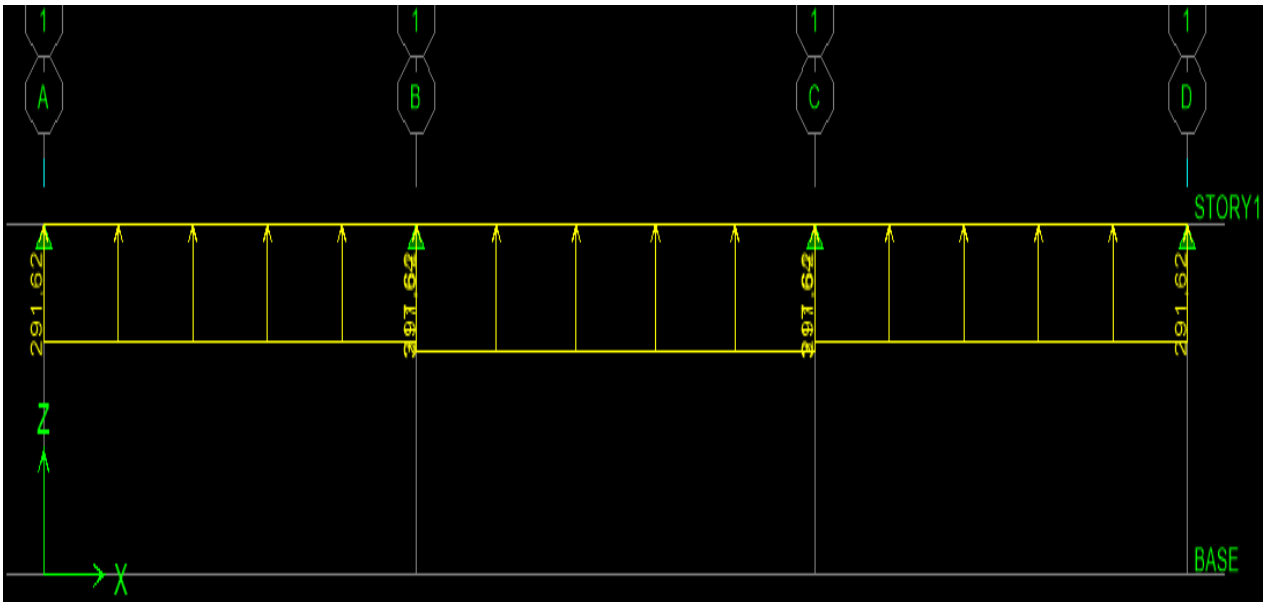


Diagramme des efforts tranchant a ELS (y-y)

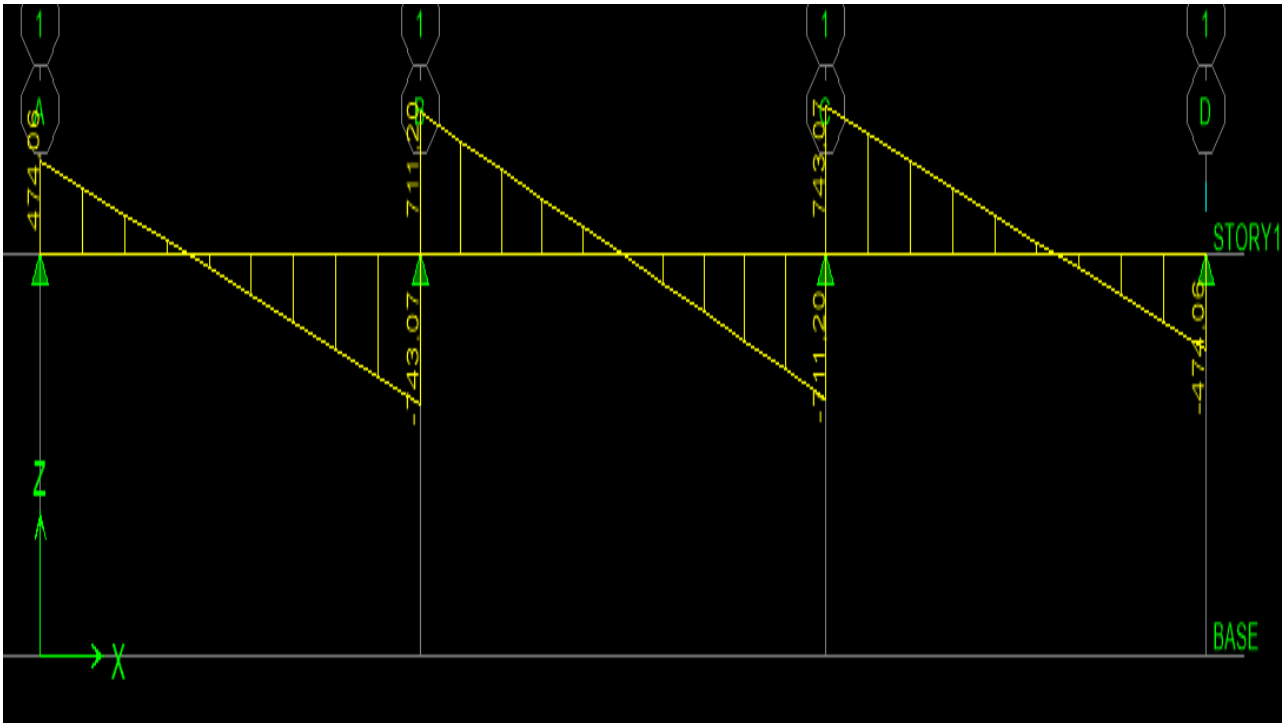


Tableau VIII.4 : Récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximum

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments (Travée)	$M_{utravée}$= 842,6KN.m	$M_{u\ travée}$ = 802,56KN.m
	$M_{s\ travée}$ = 595,4KN.m	$M_{stravée}$= 536,41KN.m
Moments (Appuis)	$M_{u\ appuis}$ = 1124,31KN.m	$M_{u\ appuis}$ =1150,45KN.m
	$M_{s\ appuis}$=797,56KN.m	$M_{s\ appuis}$ =789,47KN.m
Efforts Tranchants	T_u =1158,85 KN	T_u=1115,88 KN
	T_s =790,27KN	T_s=743,07 KN

7.7.2. Ferraillage de la nervure à l'ELU

Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

$$b = 60\ cm,\quad h = 100cm,\quad d = 98cm\ ,\quad f_{bc} = 14,2\ MPa\ ,\quad \sigma_{st} = 348\ MPa$$

- ***Aux appuis :***

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1124{,}31 \times 10^6}{600 \times 980^2 \times 14{,}2} = 0{,}137 < \mu_1 = 0{,}392 \ldots\ldots\ldots\ldots (SSA).$$

$$\mu_u = 0{,}137 \Longrightarrow \beta = 0{,}978$$

$$A_a^s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1124{,}31 \times 10^3}{0{,}927 \times 98 \times 348} = 35{,}56\ [cm^2/ml]$$

$$Soit : 4HA25\ (filante) + 4HA25\ (chapeau) = 39{,}26\ [cm^2/ml].$$

- ***En travée :***

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{842{,}6 \times 10^6}{600 \times 980^2 \times 14{,}2} = 0{,}105 < \mu_1 = 0{,}392 \ldots\ldots\ldots\ldots (SSA).$$

$$\mu_u = 0{,}105 \Longrightarrow \beta = 0{,}945$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{842{,}6 \times 10^3}{0{,}945 \times 98 \times 348} = 26{,}14\ [cm^2/ml]$$

$$Soit : 4HA25\ (filante) + 4HA16(chapeau) = 27{,}67[cm^2/ml].$$

Sens Y-Y :

- ***Aux appuis :***

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1150{,}45 \times 10^6}{600 \times 980^2 \times 14{,}2} = 0{,}140 < \mu_1 = 0{,}392 \ldots\ldots\ldots\ldots (SSA).$$

$$\mu_u = 0{,}140 \Longrightarrow \beta = 0{,}924$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1150{,}45 \times 10^3}{0{,}924 \times 98 \times 348} = 36{,}5\ [cm^2/ml]$$

$$Soit : 4HA25(filante) + 4HA25(chapeau) = 39{,}26[cm^2/ml].$$

- ***En travée :***

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{802{,}56 \times 10^6}{600 \times 980^2 \times 14{,}2} = 0{,}098 < \mu_1 = 0{,}392 \ldots\ldots\ldots\ldots (SSA).$$

$$\mu_u = 0{,}098 \Longrightarrow \beta = 0{,}948$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{802{,}56 \times 10^3}{0{,}948 \times 98 \times 348} = 24{,}82[cm^2/ml]$$

$$Soit : 4HA25(filante) + 4HA14(chapeau) = 25{,}78[cm^2/ml].$$

Les résultats des ferraillages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Aux appuis	4HA25(fil)+4HA25(chap)	4HA25(fil)+4HA25(chap)
En travée	4HA25(fil)+4HA16(chap)	4HA25(fil)+4HA14(chap)

Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferraillage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 60 \times 98 \times 2{,}1}{400} = 7{,}10[cm^2]$$

Sens X-X :

Aux appuis : $A_{st} = 39{,}26\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7{,}10\text{cm}^2$ ……..Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 27{,}67\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7{,}10\text{cm}^2$ ……..Condition vérifiée.

Sens Y-Y:

Aux appuis : $A_{st} = 39{,}26\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7{,}10\text{cm}^2$ ……..Condition vérifiée

En travée : $A_{st} = 25{,}78\text{cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 7{,}03\text{cm}^2$ …… Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{25}{3} = 8{,}33$$

Soit le diamètre des armatures transversales ϕ = 10 mm

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\{25; 12\} \quad on\ prend\ S_t = 12[cm]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50cm.$$

$$Soit: \boldsymbol{S_t = 20\ cm.}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \overline{\tau_u}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c_{28}}}{\gamma_b};\ 4\ \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5};\ 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}5\ \text{MPa}.$$

Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1185{,}85 \times 10^3}{600 \times 980} = 2{,}01[\text{MPa}] < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ [\text{MPa}] \ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

➢ **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1115{,}88 \times 10^3}{600 \times 980} = 1{,}90[\text{MPa}] < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ [\text{MPa}] \ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine: $\rho_1 = \dfrac{100 \times A}{b_0 \times d}$

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{M_S}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \dfrac{\sigma_S}{K_1} \end{cases}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348[MPa]$$

Sens	Zone	**Ms** KN.m	**A** (cm^2)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	797,56	39,26	0,67	26,67	0,880	222,3	348	6,18	15	Vérifié
	Travée	595,4	27,67	0,47	33,08	0,896	235	348	5,61	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	789,47	39,26	0,67	26,67	0,880	222,3	348	6,18	15	Vérifié
	Travée	536,41	25,78	0,44	34,26	0,898	227,1	348	5,26	15	Vérifié

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ***ETABS*** *que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.*

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS V7.9.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC
- EXCEL 2010
- WORD 2010
- AUTOCAD 2017

<u>Ouvrages</u> :

- Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé **Albert FUENTES**.
- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.