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 professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile et Industrielle.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+charpente en bois) à usage d'habitation et commercial, modélisé avec logiciel ETABS

Dirigé par :

Mme BOUZID Leyla

Réalisé par :

-OUKID Nadir

-NEZAR Nora

Promotion: 2019/2020

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents, pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements durant mon parcours.

A mes grands-parents maternels et paternels, mes frères et sœurs, oncles et tantes, cousins et cousines et à toute la famille.

Sans oublier mes amis, mon binôme et sa famille.

REMERCIEMENTS

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout puissant, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme BOUZID pour son suivi, son aide et son énorme soutien tout le long de notre travail.

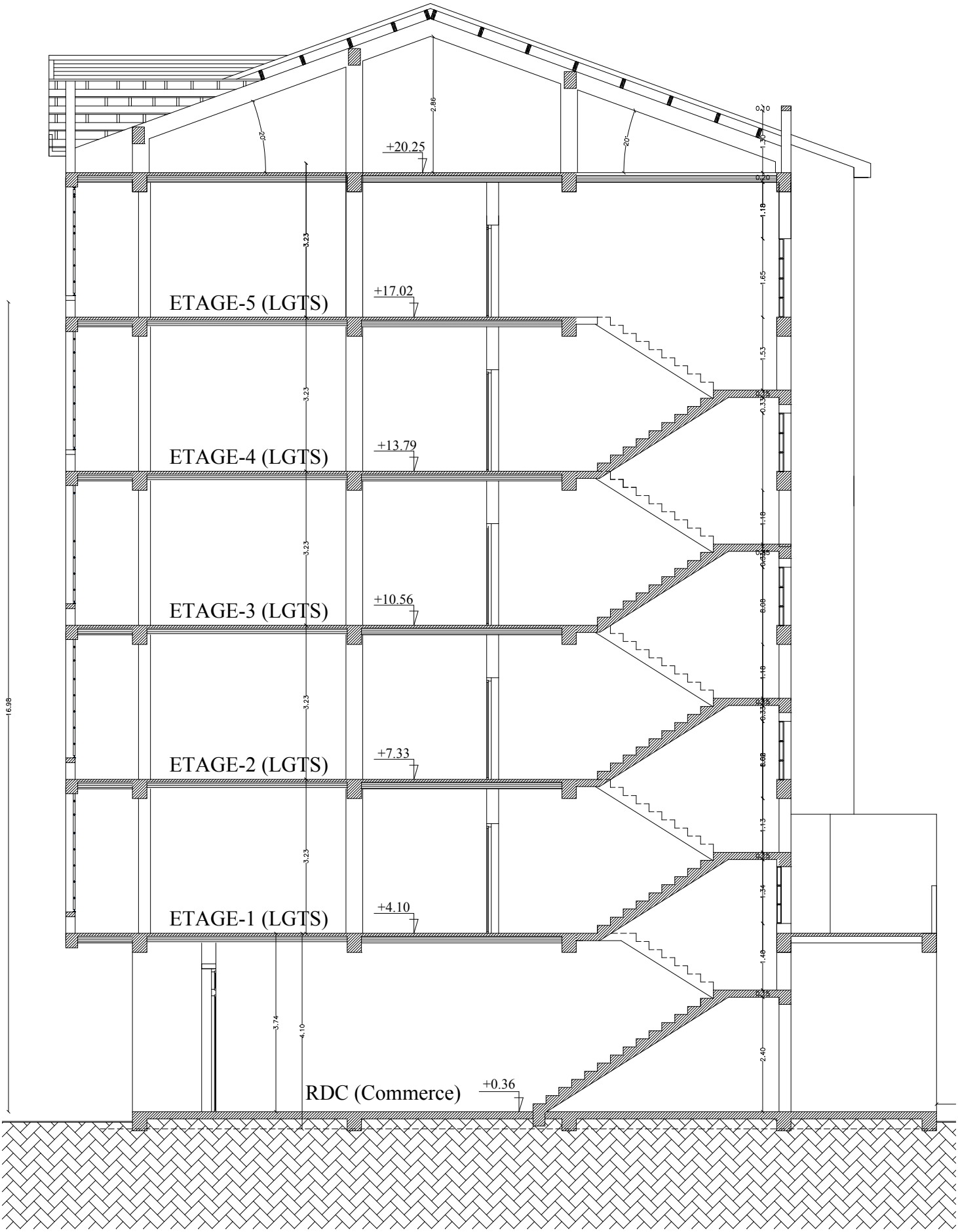
Nous tenons à remercier tous les enseignants et le personnel du département Génie Civil.

Nous remercions aussi Mr NEKMOUCHE pour son aide précieuse.

Nous adressons également nos vifs remerciements aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger et d'examiner notre travail.

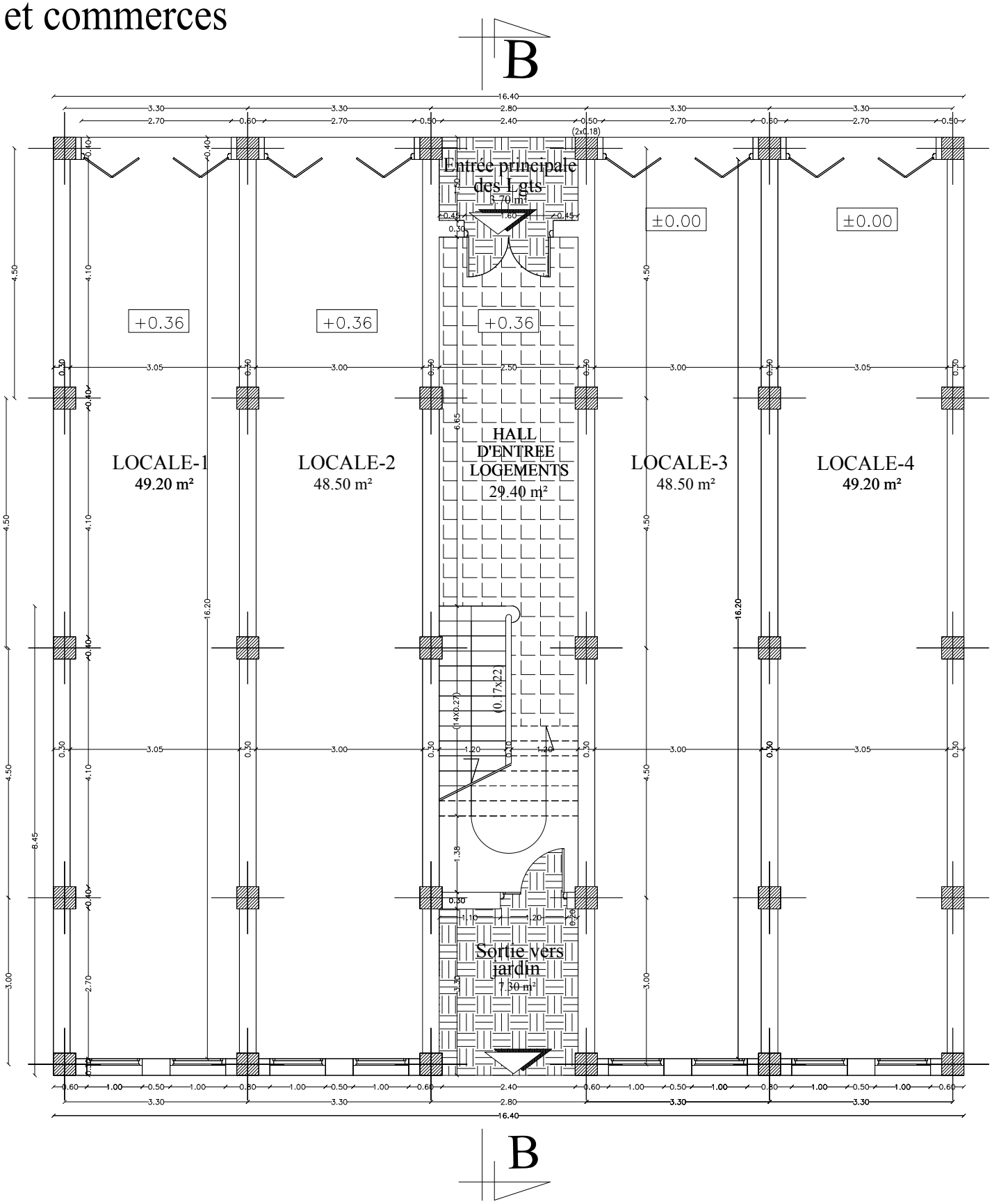
Nos remerciements vont à tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail, en particulier nos familles et nos amis pour leur soutien et encouragements.

FACADE PRINCIPALE

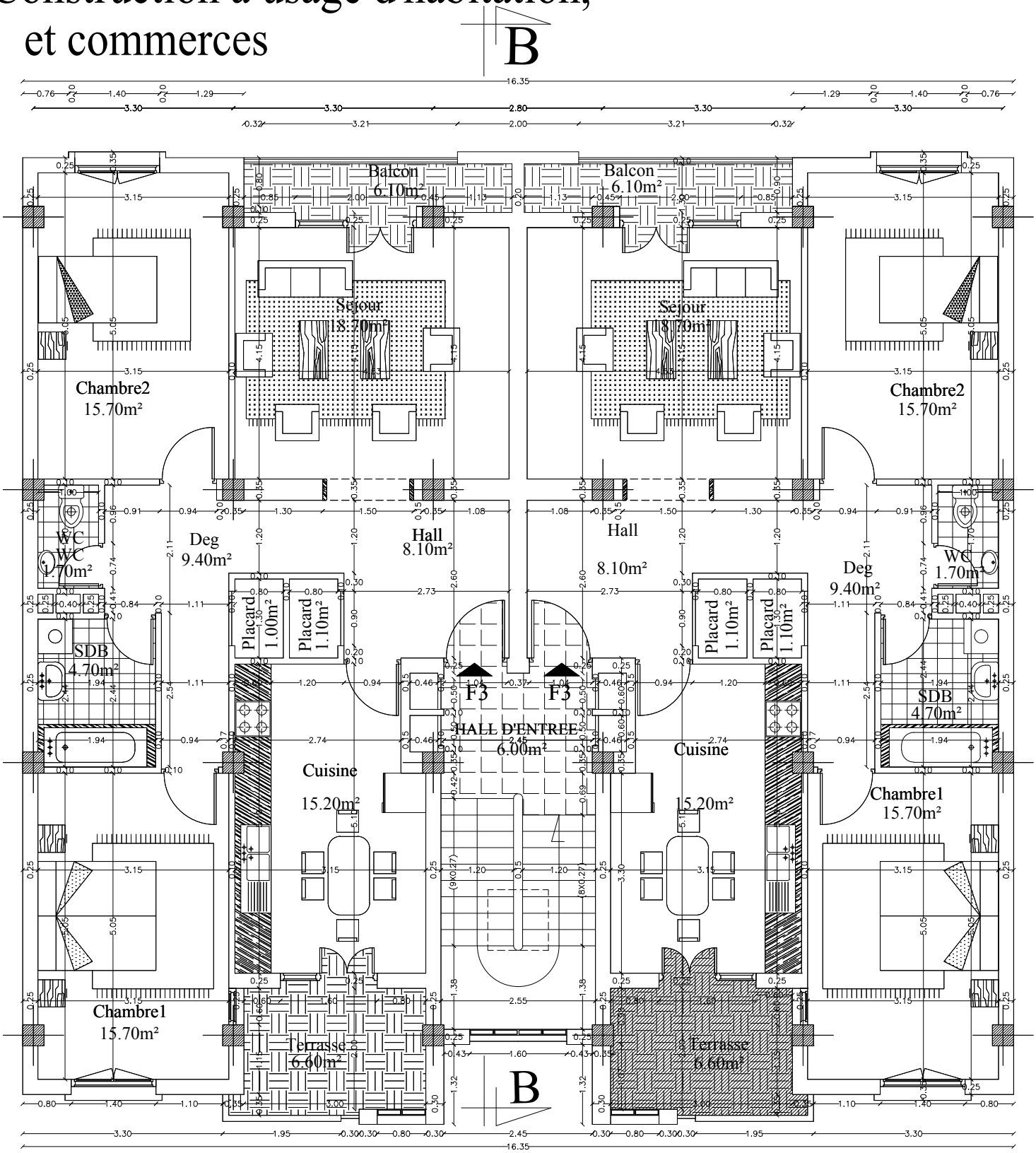


COUPE TRANSVERSALE B-B

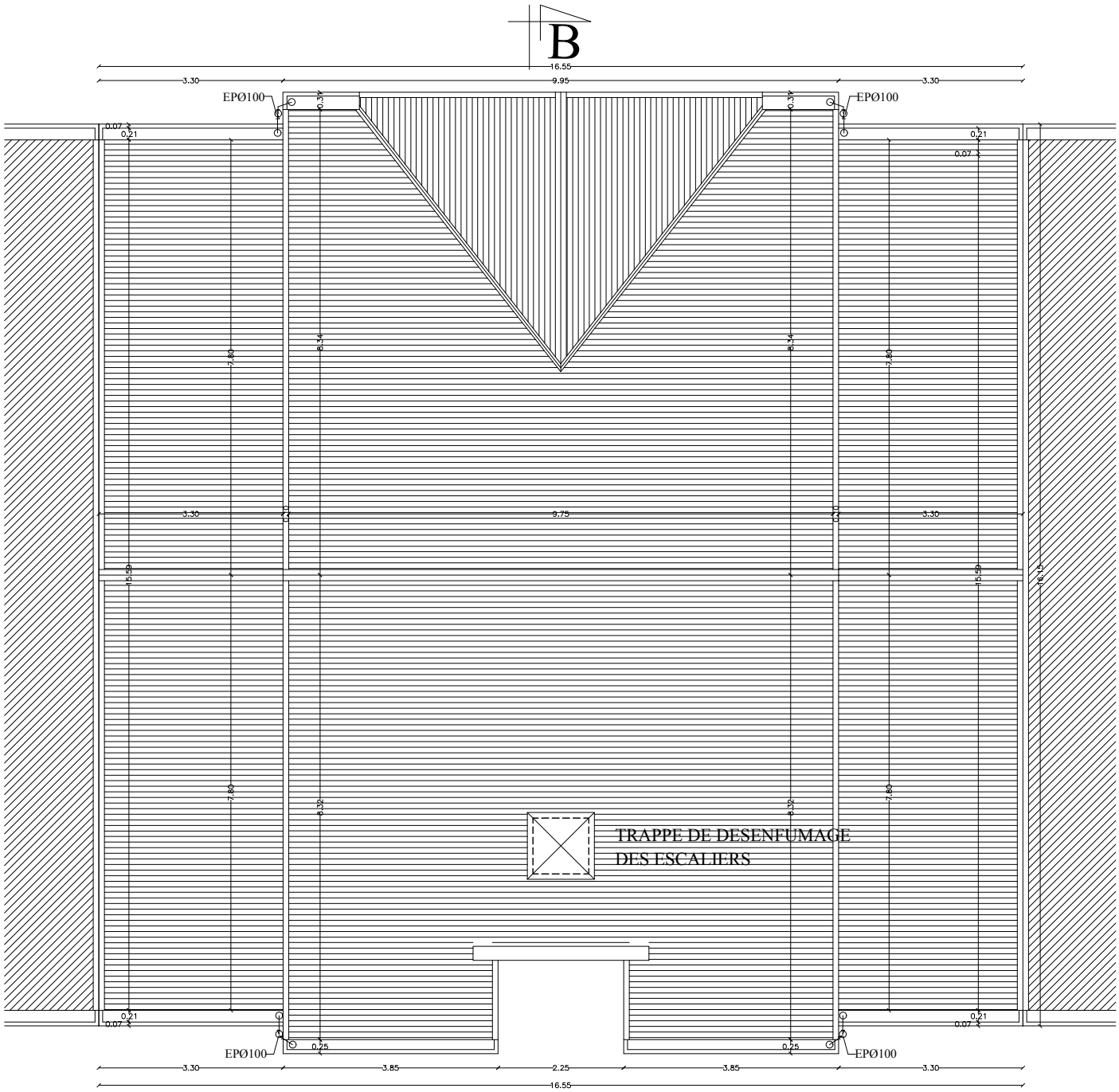
Construction à usage d'habitation, et commerces



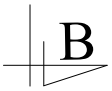
Construction à usage d'habitation, et commerces



PLAN DE L'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE



Sommaire :

Introduction générale

I.1. Présentation du projet……...1

I.2. Les composants de la structure…….…1

I.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage……..1

I.4. Règlement en vigueur……...1

I.5. Les éléments de la structure……..1

I.5.1. Planchers……..1

I.5.2. Maçonnerie……...2

I.5.3. Revêtements……..2

I.5.4. Escaliers……2

I.5.5. Toiture……...3

I.5.6. Voiles……4

I.5.7. Fondations……4

I.5.8. Système de coffrage……..5

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux……5

I.6.1. Béton……5

I.6.2. Acier……8

II.1. Introduction……...11

II.1.1. Les planchers……11

II.1.2. Les poutres……11

II.1.3. Les voiles……...13

II.1.4. Les poteaux……15

II.2. Détermination des charges et surcharges……..15

II.2.1. Charges permanentes……15

II.2.2. Surcharges d'exploitation……..19

II.2.3. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité……19

II.2.4. Loi de dégression……...23

II.2.5. Dimensions des sections des poteaux……24

II.2.6. Vérification des sections selon le RPA……..24

II.2.7. Vérification au flambement……...25

III.1. Calcul des planchers……27

III.1.1. Ferraillage de la dalle de compression……...……..27

III.1.2. Calcul des poutrelles……...……28

III.1.2.1. Avant coulage de la dalle……..……...29

III.1.2.2. Après coulage de la dalle……..……....30

III.2. Calcul des escaliers……...……..49

III.2.1. Terminologie……..……..49

III.2.2. Pré-dimensionnement…….……..50

III.2.3. Détermination des charges et surcharges……...……..52

III.2.4. Calcul à l'ELU…….……..……...53

III.2.5. Vérification à l'ELU……63

III.2.6. Calcul à l'ELS……..67

III.2.7. Vérification à l'ELS……76

III.3. Etude de la poutre palière……...……80

III.3.1. Définition……...……..80

III.3.2. Pré-dimensionnement……...……80

III.3.3. Détermination des charges……...……81

III.3.4. Combinaisons de charges……...……..81

III.3.5. Calcul à l'ELU……..82

III.3.6. Calcul des armatures……...……83

III.3.7. Vérification à l'ELU……84

III.3.8. Calcul à l'ELS……..86

III.3.9. Vérification à l'ELS……...……..88

III.4. Etude de la toiture……91

III.4.1. Les différents éléments de la charpente……...91

III.4.2. Détermination des charges et surcharges……91

III.4.3. Détermination des efforts revenant à chaque élément……..92

III.4.4. Dimensionnement des éléments de la charpente……..93

III.4.4.1. Dimensionnement des pannes……..93

III.4.4.2. Dimensionnement des chevrons……...95

III.4.4.3. Dimensionnement des liteaux……..96

III.5. Poutre de chainage……...99

III.5.1. Introduction……..99

III.5.2. Dimensionnement de la poutre……99

III.5.3. Détermination des charges et surcharges……...100

III.5.4. Combinaisons de charges……...100

III.5.5. Etude de la poutre……...100

III.5.6. Calcul des armatures à l'ELU……103

III.5.7. Vérification à l'ELU……...105

III.5.8. Vérification à l'ELS……...106

IV. Modélisation de la structure……..108

IV.1. Introduction……...108

IV.2. Description de l'ETABS……...108

IV.3. Les différentes étapes de modélisation……108

IV.3.1. Choix de la méthode de calcul……..109

IV.3.2. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale……..109

IV.3.3. La modélisation……109

V. Vérification des conditions du RPA……...128

V.1. Introduction……128

V.2. Choix la méthode de calcul……128

V.2.1. Méthode statique équivalente…….128

V.2.2. Méthode dynamique……...129

V.3.1. Vérification de la période empirique……...129

V.3.2. Calcul de la période empirique……130

V.4.1. Vérification du pourcentage de la participation de la masse modale……..131

V.4.2. Nombre de modes propres……...131

V.5. Vérification de l'excentricité……..132

V.6.1. Vérification de l'effort tranchant à la base……..141

V.6.2. Vérification de l'effort normal réduit……..144

V.7. Vérification du déplacement inter-étages……...145

V.8. Vérification de l'effet PΔ……148

VI.1. Ferraillage des poteaux……..151

VI.1.1. Introduction……151

VI.1.2. Recommandations du RPA……151

VI.1.3. Calcul de la section d'armatures……153

VI.1.4. Vérification à l'ELU……..157

VI.1.5. Vérification à l'ELS……...160

VI.2. Ferraillage des poutres……...163

VI.2.1. Recommandations du RPA……163

VI.2.2. Etapes de calcul…….164

VI.2.3. Ferraillage des poutres……...165

VI.2.4. Vérification à l'ELU……..166

VI.2.5. Vérification à l'ELS……...171

VI.3. Ferraillage des voiles…….174

VI.3.1. Introduction……174

VI.3.2. Exposé de la méthode…….174

VI.3.3. Vérification……177

VI.3.4. Vérification à l'ELS……...178

VII. Etude de l'infrastructure……..186

VII.1. Introduction……..186

VII.2. Choix du type des fondations……..186

VII.2.1. Semelle isolée……..186

VII.2.2. Semelle filante……..187

VII.3. Dimensionnement de la semelle……..189

VII.4. Ferraillage de la semelle dans le sens « B ».……189

VII.5. Dimensionnement de la poutre de rigidité……..190

VII.6. Ferraillage longitudinal à l'ELU……190

VII.7. Vérification à l'ELU……191

VII.8. Calcul à l'ELS……..194

VII.9. Ferraillage de la longrine……195

Conclusion générale

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Toute étude de projet d'un bâtiment, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments de ces bâtiments afin d'assurer leur sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent être occasionnés par les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quelques soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les Règlements Parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituants notre ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connus (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.1 : Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment **(R+5)** à usage d'habitation, commercial. Ce bâtiment sera implanté à AZAZGA dans la wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes **(RPA99/2003**) comme zone de moyenne sismicité (Zone **IIa**).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : (ouvrages d'importance moyenne), selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2» d'une contrainte admissible σsol=2bars.

I.2 : Les composants de la structure :

La structure est composée de :

- RDC à usage commercial.
- Cinq étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escaliers.
- Toiture (charpente en bois).

I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment…….20,23 m
- Hauteur du rez-de-chaussée……4.08 m
- Hauteur de l'étage courant……..3.23 m

❖ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale……16.40 m
- Largeur totale……16.90 m

I.4 : Règlement en vigueurs :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'à tous les règlements applicables en Algérie :

B.A.E.L 91 révisé 99 ; RPA99/version2003.

I.5 : Les éléments de la structure :

La structure est composée des éléments ci-après :

I.5.1 : Planchers :

a. Plancher à corps creux :

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- La transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- La résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et phonique.
- Support des plafonds et revêtements.

- Séparation des différents étages d'une structure.

Les planchers ainsi que les balcons seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b. Dalles pleines en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers.

I.5.2 : Maçonnerie :

Murs extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm…….(10+5+10).

Murs intérieurs : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

I.5.3 : Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

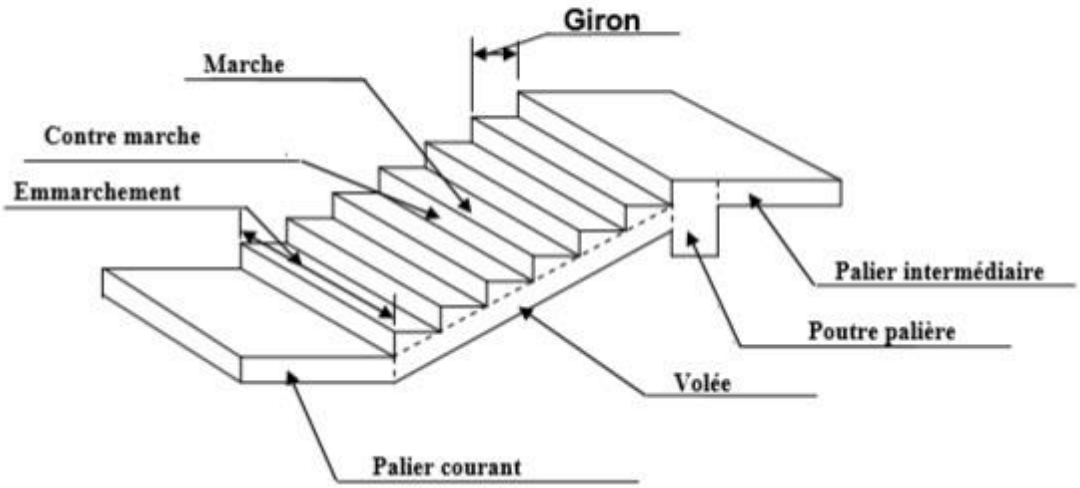
- Mortier de ciment d'une épaisseur de 1,5cm pour les murs de façades.
- En plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- En céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisine.
- En carrelage pour les planchers et les escaliers avec plinthe de recouvrement.

➢ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cours de réalisation.

I.5.4 : Escaliers :

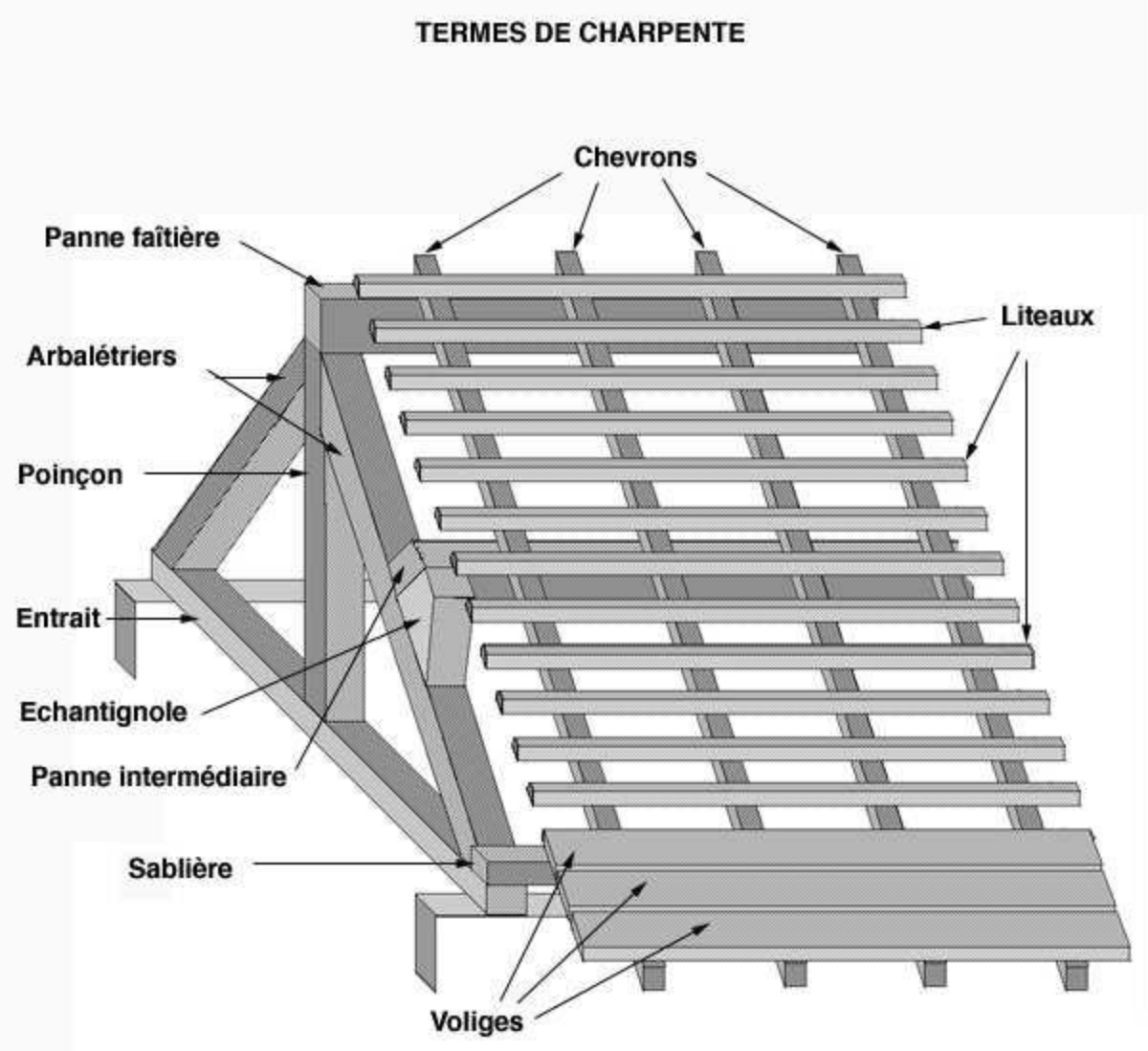
C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas, on a deux cages d'escaliers, une est destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assurer le passage vers l'étage de service.



Coupe schématique d'un escalier

I.5.5 : Toiture :

La toiture est une charpente en bois couvrant la partie supérieure d'un édifice permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité et aussi de supporter son poids ainsi que les matériaux de couverture. Elle est constituée de panne, de chevrons, de linteaux et de tuiles mécaniques à emboitement, comme l'illustre la figure ci-dessous :



I.5.6 : Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure. Il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une inertie grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres.

I.5.7 : Les fondations :

Les fondations sont des éléments qui sont situés à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

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

Il existe deux types de fondations :

_ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur

D < 3m: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

_ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur D/B>6

et D > 3 m : puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I.5.8 : Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques (poteaux-poutres).

I.6 : Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

I.6.1 : Béton :

a) Généralités :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Dans le cas général, la composition est :

-Sable propre……380 à 450 cm³.
-Gravier……750 à 850 cm³.
-Dosage de ciment CPJ325…….325 Kg/m³.
-Eau de gâchage…….150 à 200 l/m³.

b) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28}. La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour j ≤ 28 jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76+0{,}95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}4+0{,}95j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de fc_{28} = **25 MPa.**

c) Résistance caractéristique à la traction :

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

$f$tj = 0,6 + 0,06 $f$cj Si $fc_{28} \leq 60$ MPa.

$f$tj = 0,275 $f$cj 2/3 Si $fc_{28} > 60$ MPa.

Pour fc_{28} = 25 MPa → on aura ft_{28} = 2,1 MPa.

d) Contraintes limites du béton :

- **Etats limites :**

On appelle l'état limite un état particulier d'une structure pour lequel cette structure satisfait une condition exigée par le concepteur. On distingue deux types d'état limite :

1. L'état limite ultime (E.L.U) :

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$fbc = \frac{0{,}85 \times fc_{28}}{\theta \times \gamma b} \quad [\text{MPa}]$$

θ : est le coefficient des durées (t) de l'application d'actions, donné par :

$$\begin{cases} \theta = 1 & si\ la\ durée\ d'application\ des\ actions\ est\ supérieure\ à\ 24h \\ \theta = 0.9 & si\ la\ durée\ d'application\ des\ actions\ est\ entre\ 1h\ et\ 24h \\ \theta = 0.85 & si\ la\ durée\ d'application\ des\ actions\ est\ inférieure\ à\ 24h \end{cases}$$

Le coefficient 0.85 en numérateur et θ en dénominateur a pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge.

Le coefficient de sécurité γb a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma b = 1.50\ pour\ la\ situation\ courante\ (SC) \\ \gamma b = 1.15\ pour\ la\ situation\ accidentelle\ (SA) \end{cases}$$

	$\theta = 1$	$\theta = 0.9$	$\theta = 0.85$
$\gamma b = 1.5$	fbc = 14.20	fbc = 15.74	fbc = 16.67
$\gamma b = 1.15$	fbc = 18.50	fbc = 20.53	fbc = 21.74

*** Contrainte - déformation du béton à l'ELU :**

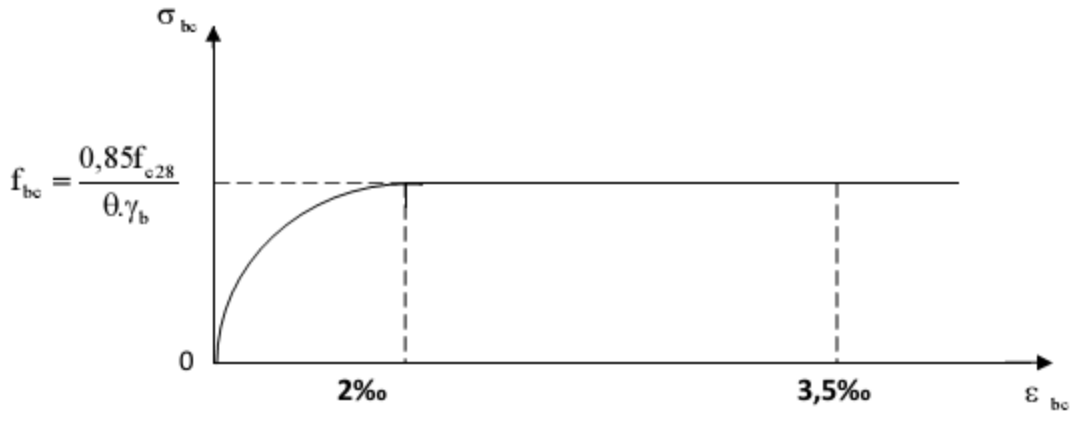


Figure I-1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

Remarque : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰$: c'est une section entièrement comprimée.
$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5‰$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc}: raccourcissement du béton.

2. État limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; il comprend les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

Pour $f_{c28} = 25MPa \rightarrow \sigma_{bc} = 15MPa$

*** Contrainte-déformation du béton à l'ELS :**

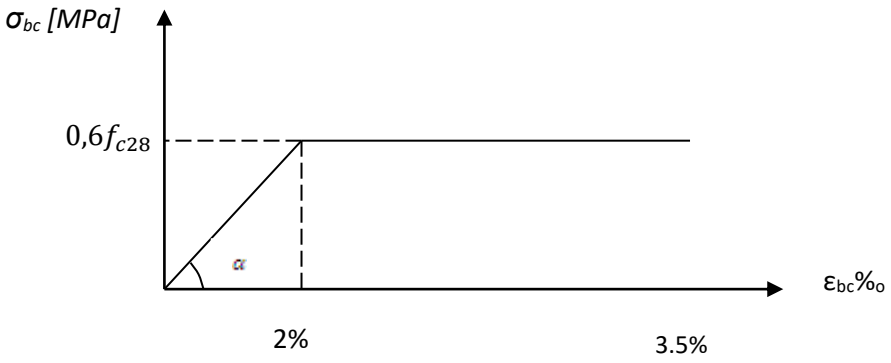


Figure I-2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

Elle est donnée par la formule suivante :

$\tau_u = \frac{v_\mu}{b_0 . d}$ **(BAEL 91 modifies 99, art A.5.1,21).**

v_μ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.
b_0 : Largeur de la section cisaillée.
d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\,MPa\right\} \rightarrow F.P.N$$

$$\tau_u = \min\left\{\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,MPa\right\} \rightarrow F.P \text{ ou } F.T.P$$

Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport existant entre la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de cette contrainte, on distingue deux sortes de modules.

- **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

Le module de déformation « Eij » à l'âge de jour « j », est en fonction d'application des charges. On distingue :

a-Module d'élasticité instantané :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

Eij = 11000 $\sqrt[3]{fcj}$ MPa

Pour fc28 = 25 MPa → Eij = 32164.20 MPa .

b-Module d'élasticité différé :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, on va tenir compte de l'effet du fluage du béton et prendre, ensuite, un module égal à

Evj = 3700 $\sqrt[3]{fcj}$ MPa

Pour fc28 = 25 MPa → Eij = 10818.87 MPa .

- **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$

avec : v: $coefficient\ de\ poisson$.

$v = 0 \rightarrow pour\ le\ calcul\ des\ sollicitations$ à $l'\ ELU$. **(ART-2.1.3, BAEL 91).**

$v = 0.2 \rightarrow pour\ le\ calcul\ des\ déformations$ à $l'\ ELS$. **(ART-2.1.3, BAEL 91).**

I.6.2 : Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous allons utiliser trois types d'aciers, dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

- **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Elastique (‰)	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	2.2	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.4	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(ϕ<6)	TS	520	550	0.8	1

Tableau1 : Caractéristiques des aciers.

- **Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale est égal à $Es = 2.\ 10^5\ MPa$, ainsi que pour tous les aciers utilisés.

La contrainte limite des aciers A'ELU :

σs = $\frac{fe}{\gamma s}$ [MPa] **(Art A.4.3, 2 BAEL91modifié99)**

Avec: fe : nuance des aciers.

γs : le coefficient de sécurité pour les aciers a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma s = 1.15\ pour\ les\ situations\ durables. \\ \gamma s = 1\ pour\ les\ situations\ accidentelles. \end{cases}$$

- **La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service, d'après les règles (BAEL91). On distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable: (BAEL91/Art4.5, 32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts. Dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 33)**

$\sigma s \leq \sigma\ st = \min\left(\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta fc28}\right)$ [MPa]

- **Fissuration très préjudiciable** : **(BAEL91/Art4.5, 34)**

$\sigma s \leq \sigma\ st = \min\left(0.5fe, \sqrt{\eta ft28}\right)$ [MPa]

Avec :

η : Coefficient de fissuration

η = 1 pour les ronds lisses et les treillis soudé tréfilés.

η = 1,6 pour les aciers hautes adhérence(HA) et les treillis soudés de Ø ≥ 6 mm.

η = 1,3 pour les aciers hautes adhérence de Ø < 6 mm.

***Diagramme contrainte-déformation :**
Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme suivant :

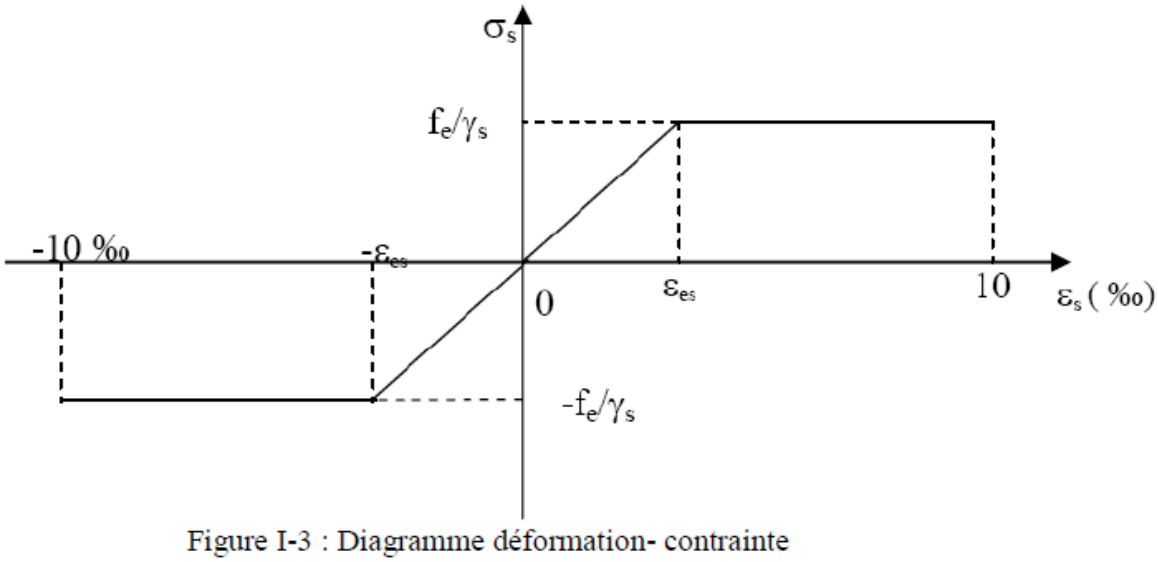


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation

❖ **Protection des armatures :**

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

- $C \geq$ **5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq$ **3 cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq$ **1 cm** : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1.Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux qui le constituent, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles.

II.1.1.Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

L = 3.3 - 0,25 = 3,05m

Ce qui nous donne : $h_t \geq \frac{305}{22,5} = 13,55\ (cm)$

On adoptera une hauteur normalisée de ht =20 cm, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

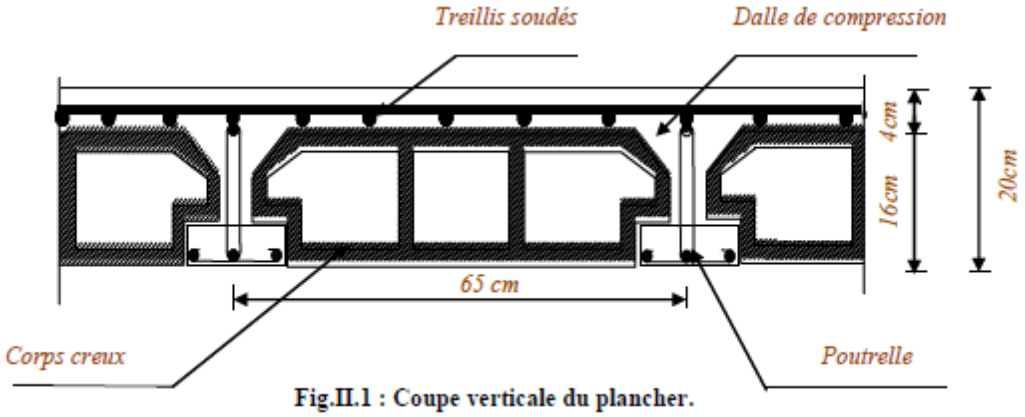


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher

II.1.2.Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telles que :

h_t: hauteur comprise entre $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
b : largeur comprise entre $0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t$
L_{max}: portée libre entre nus d'appuis
On distingue les poutres principales et les poutres secondaires.

II.1.2.1.Poutres principales :

a. La hauteur ht : est donnée par

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

Avec : Lmax : longueur libre de la poutre.
ht : hauteur totale de la poutre.
Lmax = 450 – 25 = 425cm

$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10}$ **donc** $28{,}33 \leq h_t \leq 42{,}5$
On prend : h_t = 35 cm

b. La largeur b :
0.4ht ≤ b ≤0.7ht
0.4 x 35 ≤ b ≤0.7 x 35 **donc** 14 ≤ b ≤ 24,5
On prend : b = 25 cm

II.1.2.2.Poutres secondaires :

a. La hauteur ht : est donnée par

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

Avec : Lmax : longueur libre de la poutre.
ht : hauteur totale de la poutre.
Lmax = 330 – 25 = 305cm

$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10}$ **donc** $20{,}33 \leq h_t \leq 30{,}5$
On prend : h_t = 30 cm

b. La largeur b :
0.4ht ≤ b ≤0.7ht
0.4 x 30 ≤ b ≤0.7 x 30 **donc** 12 ≤ b ≤ 21
On prend : b = 25 cm

II.1.2.3 : Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :

Les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

b ≥ 20cm
h ≥ 30cm
h/b ≤ 4

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
Hauteur (cm)	35 ≥30	30 ≥30	Oui
Largeur (cm)	25 ≥20	25 ≥20	Oui
Hauteur/largeur	1.4 ≤4	1.2 ≤4	Oui

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA :

- **Conclusion :** les dimensions retenues sont :

Poutres principales **: (25 X 35) cm².**
Poutres secondaires : **(25 X 30) cm².**

Figure II.2 : Sections des poutres secondaires et principales.

II.1.3. Les voiles :

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

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

L'épaisseur du voile (e) :

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

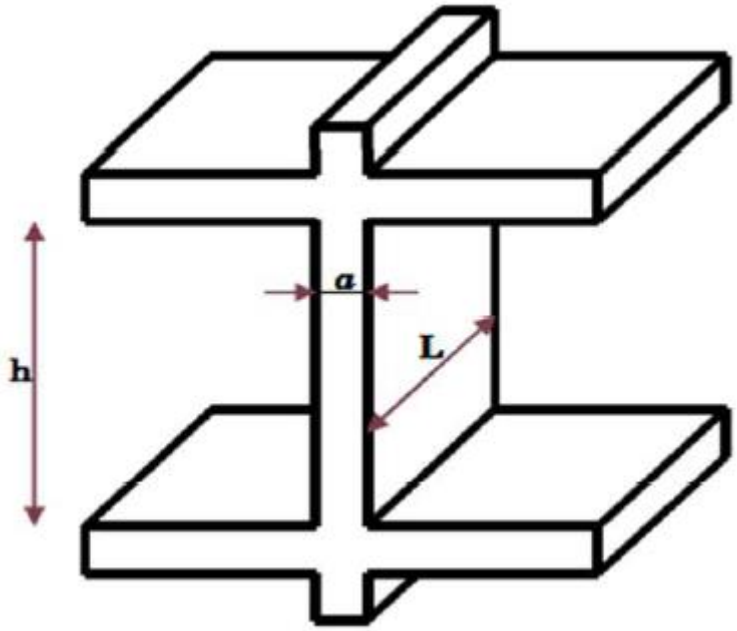


***Figure II.3* :** Coupe verticale du voile.

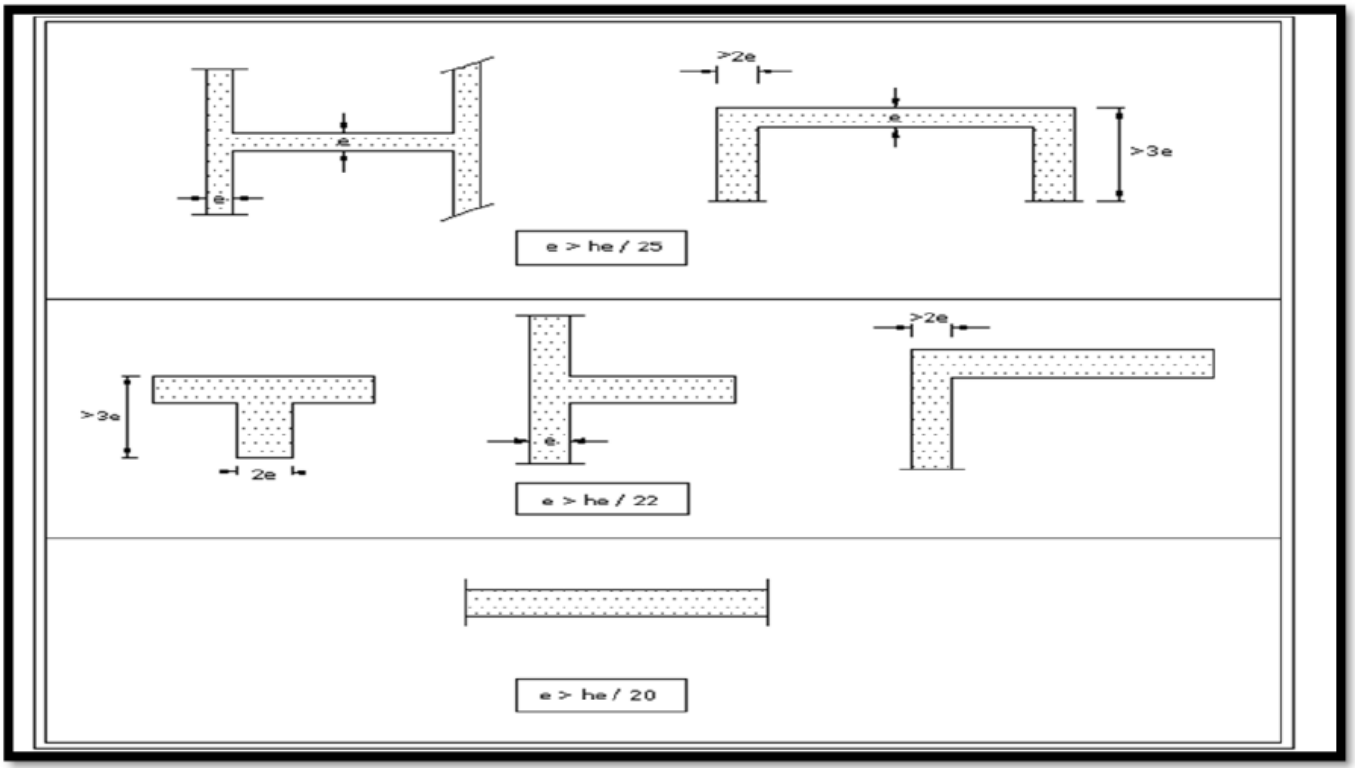


Figure II.4 : Coupe de voile en plan.

***Pour le RDC :** h = 410cm

$h_e = h - e_p$

$= 410 - 20$

$h_e = 390\ cm$

$$\boldsymbol{e} \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{390}{20} = 19.5\ cm$$

***Pour l'étage courant :** h = 323 cm

$h_e = h - e_p$

$= 323 - 20$

$h_e = 303\ cm$

$$\boldsymbol{e} \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{303}{20} = 15.15\ cm$$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.1.4 .Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELS en considérant un effort de compression axial Ns, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$S \geq Ns\ \sigma_{bc}$

σ_{bc}= 0.6 × fc28 =15 MPa **(Art 7.4.3 .1du RPA/2003)**

Avec :

Ns : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q) .

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

Q : charge d'exploitation.

G : charge permanente.

Remarque1 :

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

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

Remarque2 :

On considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de (25X25) cm².

II.2. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.2.2)

II .2.1.Les charges permanentes :

Les poids volumiques des éléments constituants les planchers ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par Le **DTR B.C.2.2.**

- **Toiture :**

Eléments	La charges (KN /m²)
Tuiles mécaniques à emboitement (linteaux compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignon (cloison)	0.9
	Gt= 1.4

Tableau II.2: Charge permanente de la toiture

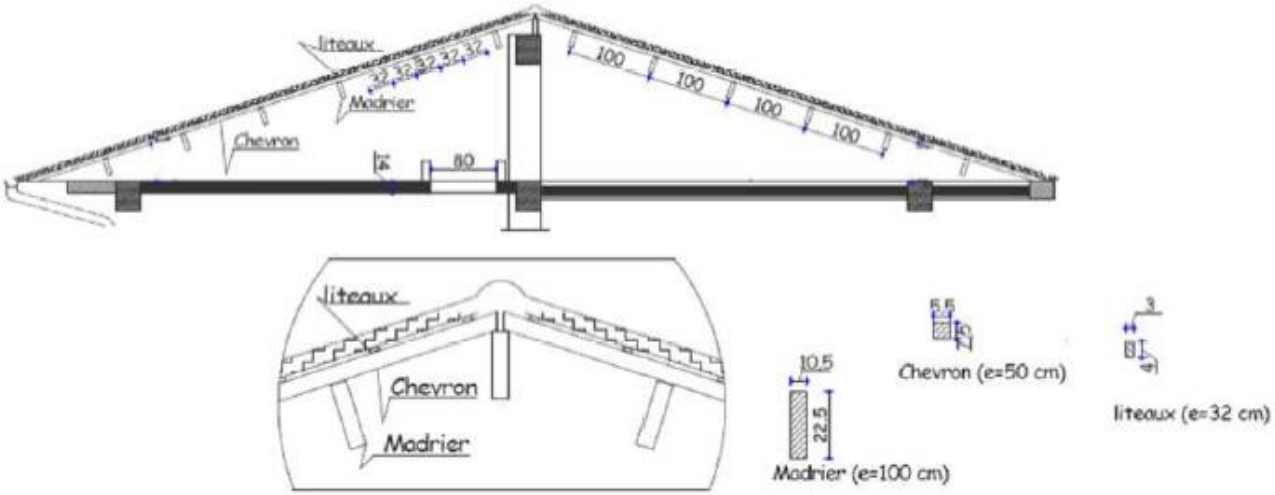


Figure II.5: Détail de la charpente

- **Plancher comble :**

Élément	Épaisseur (cm)	La charge (KN/m²)
1. Dalle en corps creux	20	2,80
2. Enduit en plâtre	2	0,20
		G = 3.00

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher comble

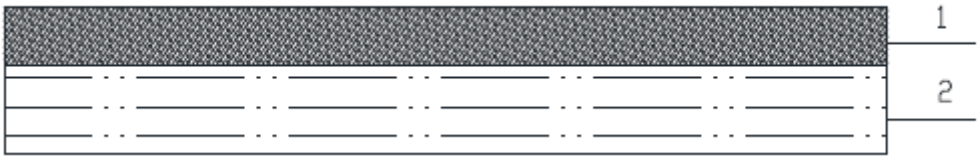


Figure II.6 : Coupe du plancher comble

- **Plancher d'étage courant :**

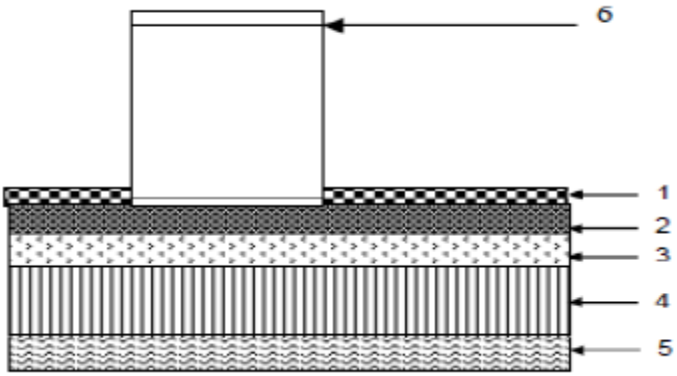


Figure II.7 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

1-Carrelage scellé *ep* = 2 cm…….….. 0,40 KN/m².
2-Mortier de pose *ep* = 3 cm……..... 0,60 KN/ m².
3-Couche de sable *ep* = 3 cm……..... 0,66 KN/ m².
4-Dalle en corps creux (16+4) cm…..... 2,80 KN/ m².
5-Enduit en plâtre*ep* = 2 cm…….…….0.20 KN/ m².
6-Cloison de séparation interne *ep* = 10cm .....…….....0,90 KN/ m².
G = 5,56 KN/m²

- **Maçonnerie :**
  - **Mur extérieur :**

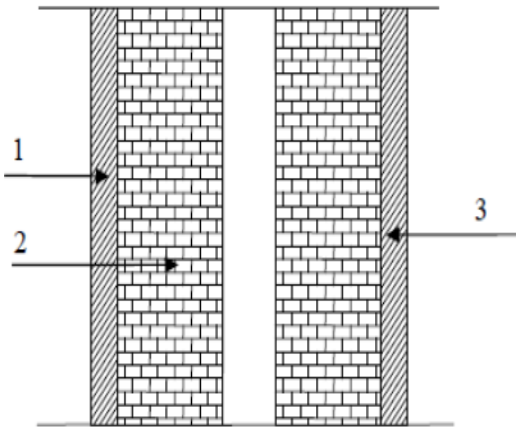


Figure II.8 : Coupe transversale du mur double cloison

1-Mortier de ciment *ep* = 2 cm…….. 0,36 KN/m².
2-Brique creuse *ep* = 2X10 cm……..…….. 1,80 KN/m².
3-Enduit de plâtre *ep* = 2 cm…….…... 0,20 KN/m².

G = 2,36 KN/m²

- **Mur de séparation entre logements :**

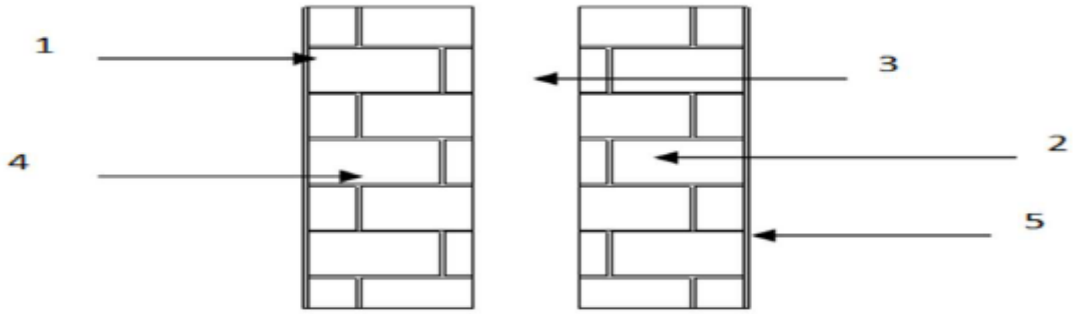


Figure II.9: Coupe transversale du mur de séparation entre logements.

- **Mur intérieur :**

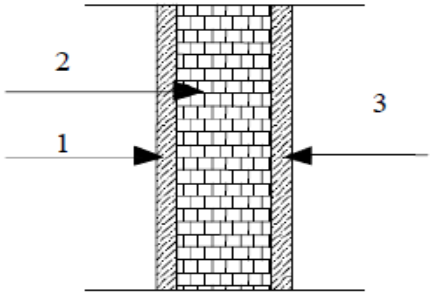


Figure II.10 : Coupe transversale du mur intérieur

1- Enduit de plâtre *ep* = 2 cm…….. 0,20 KN/m².
2-Brique creuse *ep* = 10 cm…….……..... . 0,90 KN/m².
3-Enduit de plâtre *ep* = 2 cm…….…….... 0,20 KN/m².
G = 1,30 KN/m²

- **Dalle pleine :**

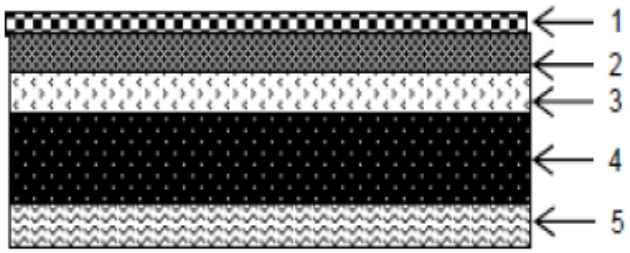


Figure II.11 : Coupe transversale de la dalle pleine

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm)…….. 0,44KN/m².
2- Mortier de pose (ep = 3cm)……..…0,44KN/m².
3- Couche de sable (ep = 2cm)…… 0,36KN/m².
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm)…… 3,75KN/m².
5- Mortier de ciment ep=1,5 cm…….……...0,33KN/m².
G = 5,32KN/m²

II.2.2. Les surcharge d'exploitation: (DTR B.C.2.2)

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit
-Plancher toiture ……..… . Q =1,00 kN/m²
-Plancher étage courant : à usage d'habitation ……. Q =1,50 kN/m²
-Plancher du RDC…… …… Q= 5kN/m²
-Escaliers…… …… .. .Q=2.5kN/m²
-Balcons…… Q=3,50 kN/m²

II.2.3. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le B5.
a.Calcul du poids propre des poteaux :

Surface d'influence :

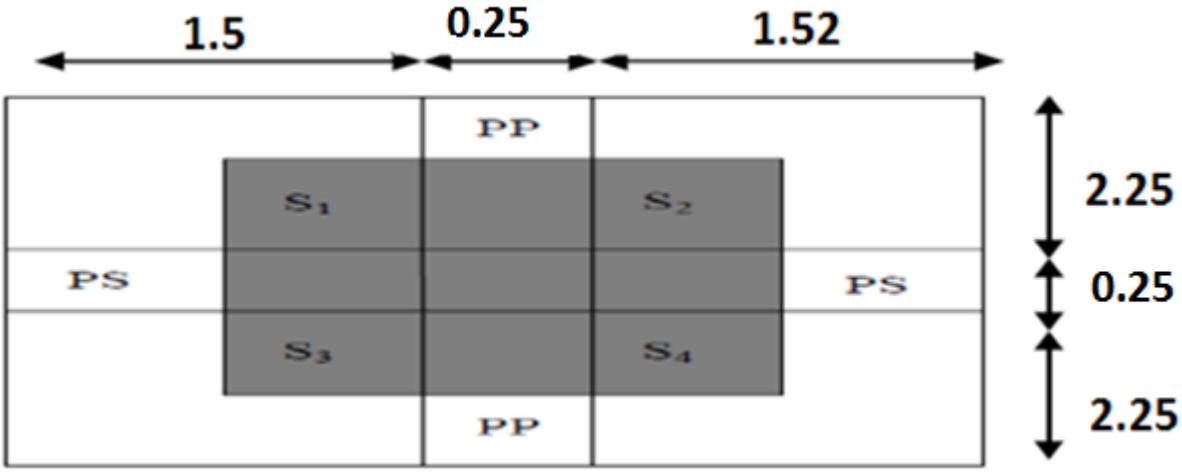


Figure II.12 : Surface revenant au poteau le plus sollicité

Calcul de la surface revenant au poteau B5:

***Surface nette :**

Sn =S1 +S2 +S3 +S4

Avec:
S1= 1,5× 2,55 = 3.75 m².
S2 = 1,52× 2,25= 3,42 m².

S3 = 1,5× 2.25 = 3.75 m².
S4 = 1,52× 2.25 = 3.42 m².
Surface nette : 14.34 m².

***Surface brute :**

Sbrute= (2 X 2.25+0.25) x (1.5+1.52+0.25) =15.53 m²

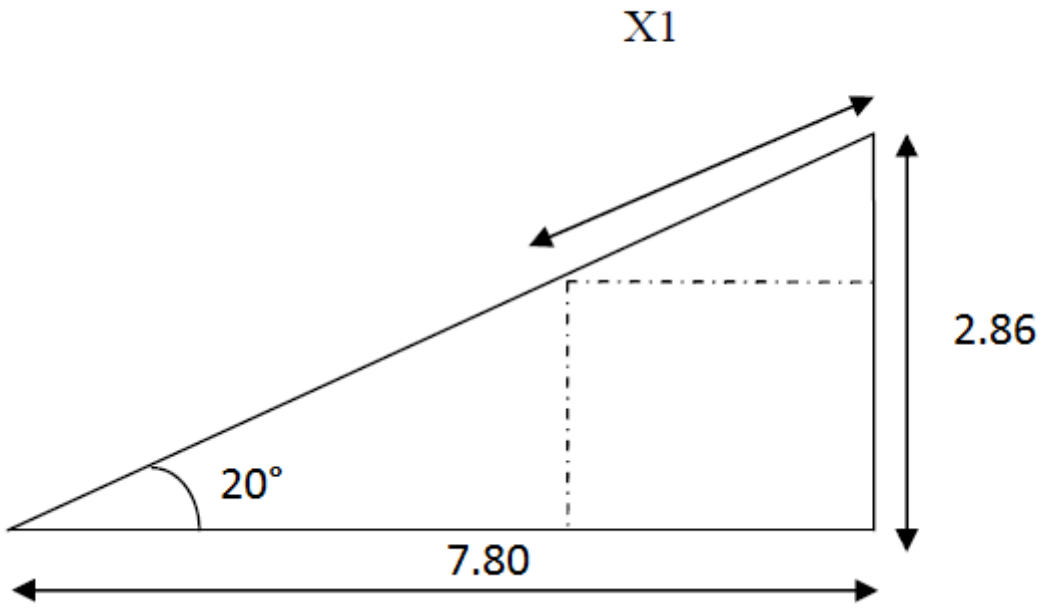
Ppp = G x S
PppRDC= 25 x (0.4x 0.4x 4.10) = 16.4 KN
Pppétage courant = 25 x (0.4 x 0.4 x 3.23) = 12.92 KN

Poids propre des poteaux :
$P_{pot} = S \times \rho \times h_e$
S : Section des poteaux en zone IIa ≥25 cm **(RPA 99/version 2003)**
ρ : Poids volumique du béton 25 KN/m³
h_e : Hauteur d'étage

Poteau du RDC : PP p=0.4X0.4X4.10X25=**16.4KN**
- Poteau d'étage courant : PPéc =0.35X0.35X3.23X25=**9.89KN**

- **La Toiture :**

Cette toiture se compose de deux versants inclinés :
Le premier versant est incliné d'un angle α1 = 20°



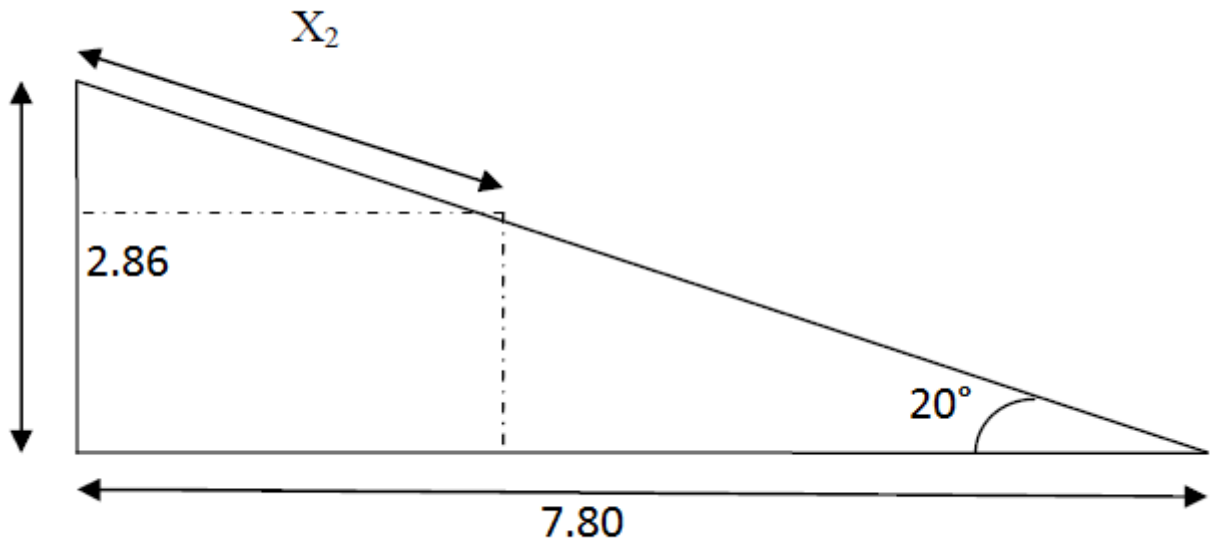
Elle se compose de deux versants inclinés

Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :

$$\left.\begin{matrix} 7{,}80 \\ 323{,}11 - 20{,}25 = 2{,}86 \end{matrix}\right\} tg\ \alpha_1 = 0{,}367\ \rightarrow\ \alpha_1 = 20°$$

Avec 7.80 m : travée de la portée 2-3
2.86m : hauteur du poteau au niveau de la charpente (1er versant)
0.40m : largeur du poteau

Le deuxième versant est incliné d'un angle α2 = 20°



$$\left.\begin{matrix} 7{,}80 \\ 323{,}11 - 20{,}25 = 2{,}86 \end{matrix}\right\} tg\ \alpha_2 = 0{,}367\ \rightarrow\ \alpha_2 = 20°$$

Avec 7.80 : travée de la portée 3-5.
2.86 : hauteur du poteau au niveau de la charpente (2éme versant).
0.34m : largeur du poteau

- ✓ **Calcul de x1 et x2 :**

x1 = (2.25)/cos 20°
x1 = 2.39m
x2 = (2.25)/cos 20°
x2 = 2.39m

La surface de la toiture :
St = S1+S2+S3+S4
S1 = 1.5x2.39 =3.58 m²
S2 = 1.52 x 2.39 = 3.63 m²

S3 = 1.5 x 12.39 = 3.58 m²
S4 = 1.52 x 2.39 = 3.63 m²

D'où : **St = 14.42 m²**

b.Calcul du poids propre des poutres :

- ✓ **Poutres principales :**

PPP =(0.25×0.35) × 4.5 ×25 = **9.84 KN**
ρ =25 KN/m³

- ✓ **Poutres secondaires :**

Pps= (0.25 × 0.30) ×3.3× 25 = **6.18 KN**

Le poids total :
$P_{tot} = P_{PP} + P_{PS}$
P_{tot} = 9.84+6.18 = **16.02 KN**
P_{tot} **= 16.02 KN**

c.Calcul du poids propre des planchers :

- ➢ **Toiture :**

P_{pt}=14.42x1.4= **20.19KN**

- ➢ **Plancher « comble » :**

P_{pc}= 15.53× 3.00 = **46.59KN**

- ➢ **Plancher courant :**

P_{PC}= 15.53× 5.56 = **86.34KN**

d.Calcul des surcharges d'exploitation :

- ➢ **Toiture :**

Q_{PT}= 14.42x1 = **14.42 KN**

- ➢ **Plancher « comble » :**

Q_{PST}= 15.53 × 1 = **15.53 KN**

- ➢ **Plancher courant :**

Q_{PC}= 15.53×1.5 = **23.29 KN**

- ➢ **Plancher d'étage (RDC) à usage locaux:**

Q_{RDC}=15.53x5 = **77.65 KN**

II.2.4. Loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée n >5, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est : $\boldsymbol{Q = Q_0 + (\frac{3+n}{2n}) \sum Q_i}$

Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i

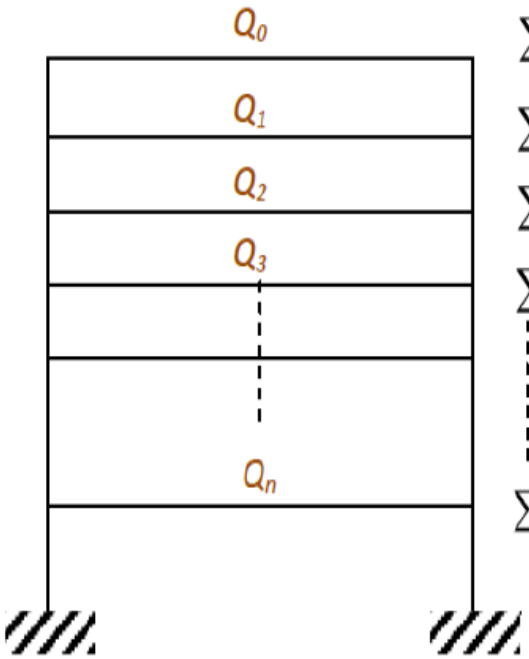
n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Qn: surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

- ✓ **Coefficients de dégression de surcharges DTR BC 2.2(4) (art6.3)** :

Niveau	T	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau II.4 : Coefficients de dégression des charges



$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0{,}9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n) \quad \text{pour } n \geq 5$$

- ✓ **Les surcharges d'exploitation :**
- Toiture : Q_o= 14.42 x 1= **14.42 KN**
- Plancher sous toiture : Q1 = 15.53 x 1= **15.53 KN**
- Plancher d'étage courant : Q2 =….Q5= 15.53 x 1.5= **23.29 KN**
- Plancher du RDC : Q6 = 15.53 x 5= **77.65 KN**

- ✓ **Les surcharges cumulées :**

Toiture : $\sum 0 = Q_0$

Plancher sous toiture : $\sum 1 = Q_0 + Q_1$

Niv 4 : $\sum 2 = Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

Niv 3 : $\sum 3 = Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niv 2 : $\sum 4 = Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niv 1 : $\sum 5 = Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

RDC : $\sum 6 = Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

- ✓ **Application numérique :**

Toiture : $\sum 0$ = **14.42 KN**

Plancher sous toiture : $\sum 1$ = 14.42 + 15.53 = **29.95 KN**

Niv 4 : $\sum 2$ = 14.42 + 0.95 (15.53+23.29) = **51.29 KN**

Niv 3 : $\sum 3$ = 14.42 + 0.90 (15.53+23.29+23.29) = **70.32 KN**

Niv 2 : $\sum 4$ = 14.42 + 0.85 (15.53+23.29+23.29+23.29) = **87.01 KN**

Niv 1 : $\sum 5$ = 14.42 + 0.80 (15.53+23.29+23.29+23.29+23.29) = **101.37 KN**

RDC : $\sum 6$ = 14.42 + 0.75 (15.53+23.29+23.29+23.29+23.29+23.29) = **113.4 KN**

II.2.5. Dimension des sections du poteau (B5) :

	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations		Effort tranchant	Section des poteaux (cm^2)	
Niv	**Poids planches**	**Poids poteaux**	**Poids poutres**	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Qi	**Qcum**	**N= GC+QC**	**S=N/bc**	**Sado**
T	20,19	00	16,02	36,21	36,21	14,42	14,42	50,63	33,75	**30x30**
5	46,59	9,89	16,02	72,5	108,71	15,53	29,95	138,66	92,44	**35x35**
4	86,34	9,89	16,02	112,25	220,71	23,29	53,24	274,2	182,8	**35x35**
3	86,34	9,89	16,02	112,25	333,21	23,29	76,53	409,74	273,16	**35x35**
2	86,34	9,89	16,02	112,25	445,46	23,29	99,82	545,28	363,52	**40x40**
1	86,34	9,89	16,02	112,25	557,71	23,29	123,11	680,82	453,88	**40x40**
RDC	86,34	16,4	16,02	118,76	676,47	77,65	200,76	877,23	584,82	**40x40**

Tableau II.5 : Récapitulatif de la descente de charge

II.2.6 .Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois, et les décollage sont interdits.

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

Min (b,h) ≥ 25cm

Min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$

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

- **Pour le RDC, 1er, 2éme niveau :**

Min (b,h) =40 cm ≥ 25cm……CV

Min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20}$ = 20.4cm……CV

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 < 4$……CV

- **Pour le 3éme, 4éme, 5éme , 6éme niveau :**

Min (b,h) =35 cm ≥ 25cm……CV

Min (b,h)=35 cm ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{323}{20}$ = 16,15cm ……..CV

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = 1 < 4$……CV

Conclusion :

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

II.2.7.Vérification au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux :

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

Avec : L_f: longueur de flambement (L_f= 0,7 L_0).

L_0 : hauteur libre du poteau

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

S : section transversale du poteau (b x h) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = b^3h/12$; $I_{xx} = bh^3/12$)

$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{Lf}{\sqrt{Iyy/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7\ L_0\frac{\sqrt{12}}{b}$

- **Les vérifications** :

Du RDC jusqu'au 2eme niveau: (40x 40) cm², L_0 =4.08 m

- **RDC** :L_0=4.08m

Donc $\lambda = 0.7 \times 4{,}08\ X\ \frac{\sqrt{12}}{0{,}4} = 24{,}73 < 50 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **1er et 2eme étages** :L_0= 3.23

Donc $\lambda = 0.7 \times 3{,}23\ X\ \frac{\sqrt{12}}{0{,}4} = 19{,}58 < 50 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Du 3éme jusqu'au 6eme niveau : (35 X35) cm² , L_0 =3,23 m

- **3éme, 4éme, 5éme, 6éme niveau :**

Donc $\lambda = 0.7 \times 3{,}23\ X\ \frac{\sqrt{12}}{0{,}35} = 22{,}38 < 50 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

❖ Conclusion :

On a pré dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles et lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Les dimensions	
Planchers	16 + 4	
Voiles	e = 25 cm	
Poutres principales	b = 25 cm h = 35 cm	
Poutres secondaires	b = 25 cm h = 30 cm	
Poteaux	RDC ; 1 ; 2	45 X 45
	3 ; 4 ; 5 ; 6	35 X 35

TableauII.6 : Dimensions de sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

III.1.Calcul des planchers :

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux, d'épaisseurs (16+4) cm, et le panneau intermédiaire de l'escalier en dalle pleine.
Le plancher à corps creux est constitué de :
*Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction portante. La distance entre axes des poutrelles est de 65 [cm], disposées suivant la petite portée.
Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension et de 20 [cm].
*Une dalle de compression en béton de 4 [cm] d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration due au retrait.
- Résister aux effets de charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment les cloisons.

III.1.1.Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520)** qui doit satisfaire les conditions suivantes : **(BAEL 91/B.6.8,423).**

❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A\perp \geq \frac{4L'}{f_e} \text{ Si } 50[cm] \leq L \leq 80[cm]$$

$$A\perp \geq \frac{200}{f_e} \text{ Si } L < 50[cm]$$

$A\perp$: Section d'armatures perpendiculaires en [cm²]
fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé en [MPa]
L : distance entre axes des poutrelles en [cm]

$$\begin{cases} L' = 65\ cm \\ fe = 520\ MPa \end{cases} ==> \{50\ [cm] \leq L' \leq 80\ [cm]\}$$

$$A\perp \geq \frac{4L'}{f_e}$$

D'où $A\perp \geq \frac{4\ X\ 65}{520}$ = 0.5 [cm²] ; on prend **A ⊥ = 0.98 [cm²] = 5T5** .

Avec un espacement e = 20 [cm].

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$A// = \frac{A\perp}{2}$

$A// = \frac{0.98}{2} = 0.49$ [cm²] ; on prend **A// = 0.98 [cm²] = 5T5.**

Avec un espacement e = 20 [cm].

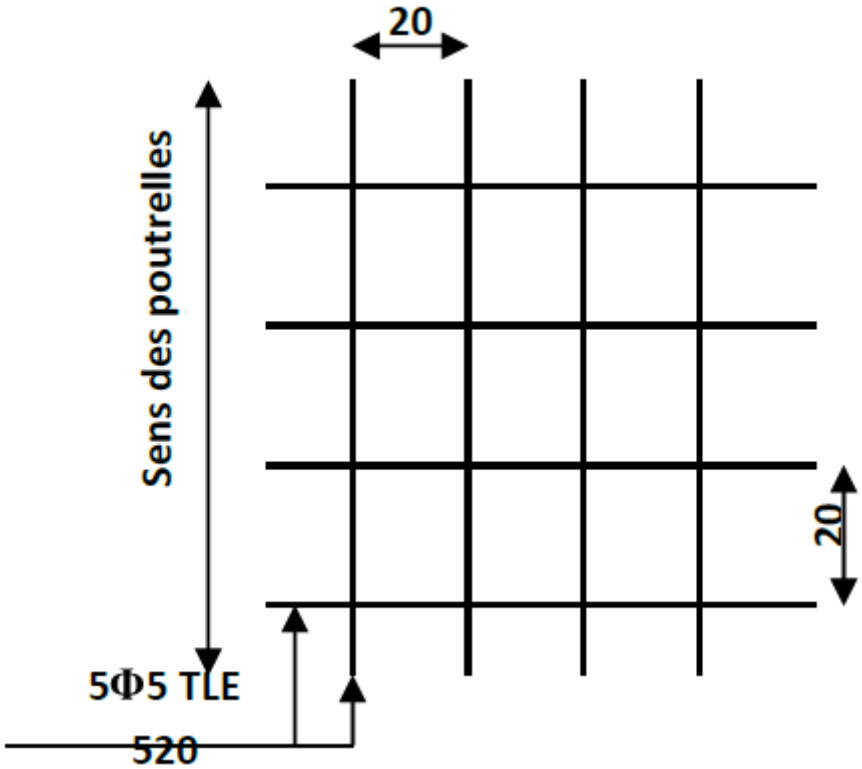


Figure III.1.1 : Ferraillage de la dalle de compression

III.1.2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes: avant et après coulage de la dalle de compression.

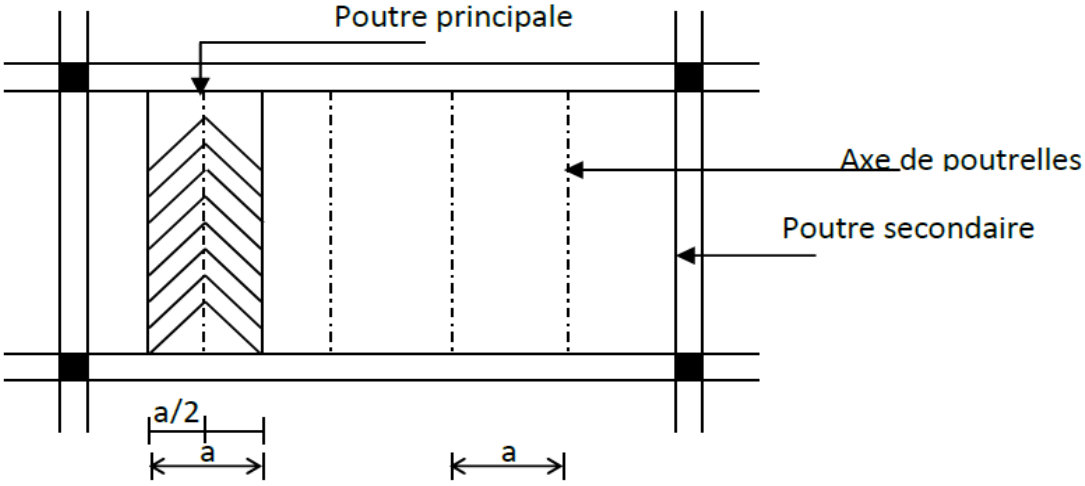


Figure III.1.2: Surface revenant aux poutrelles

III.1.2.1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

a.Charges et surcharges :

-le poids propre de la poutrelle est : **G1** = 0,12x0, 04x25 = **0,12 [KN/ml]**
-le poids propre de corps creux est : **G2** = 0,95x0, 65 = **0,62 [KN/ml]**
-le poids de l'ouvrier est estimé à **Q** = **1[KN/ml]**
-la charge permanente : **G** = G1+ G2 =0.12+0.62 = **0.74 [KN/ml]**

b.Combinaisons d'actions :

- **A l'ELU :**

On effectue le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

q_u = 1.35 G + 1.5 Q

q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1)

q_u = 2.5 [KN/ml]

L = 3.15[m]
L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles**.**

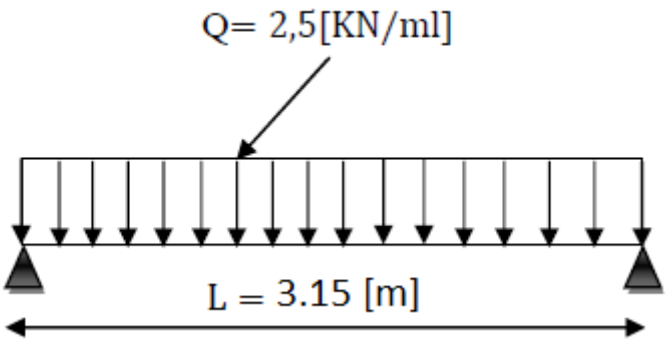


Figure III.1.3: Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du moment isostatique :**

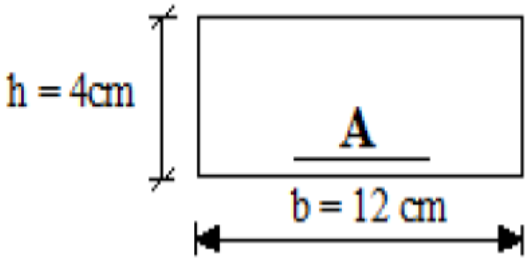
$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5\ X\ (3.15)^2}{8} = \mathbf{3.1\ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{2.5\ X\ 3.15}{2} = \mathbf{3.93\ KN}$$

- **Ferraillage :**

Soit :



c : l'enrobage ; c=2 [cm]
La hauteur utile d=h-c
d=4-2=2 [cm]

Figure III.1.4: Schéma statique de la poutrelle

$\mu = \frac{M_u}{bd^2fbc} = \frac{3.1\times10^3}{12\times2^2\times14.2} =$ **4.55**> 0.392 ⟶ section doublement armée (**SDA**).

Comme la hauteur **(4cm)** de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaire.

- **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.
Ml =μl× b × d² × fbu=0.392×0.12×(0.02)²×14.2×10³ = **0.26 KN.ml**

$$Lmax = \sqrt{\frac{8XMl}{q_u}} = \sqrt{\frac{8\ X\ 0.26}{2.5}} = 0.91\ [m]$$

On prend Lmax = 1 [m] entre étais.

III.1.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre du plancher : **G** = 5,56×0.65 = **3.614 KN/ml**
- Poids propre du plancher dernier étage: **G** = 3×0.65 = **1,95 KN/ml**
- Surcharge d'exploitation : *Usage d'habitation : **Q** = 1,5×0.65 = **0,98 KN/ml**

  *Usage de commerce : **Q** = 5×0.65 = **3,25 KN/ml**

  * Dernier étage : **Q** = 1×0.65 = **0,65 KN/ml**

a. Combinaison d'action :

- **1er type : (usage d'habitation) :**

***E.L.U:** q_u = 1.35 G + 1.5 Q.
q_u =1.35× 3.614 +1.5×0.98= **6.35 KN/ml**.

***E.L.S :** qs = G + Q
qs= 3.614 +0.98= **4.59 KN/ ml.**

- **2emetype : (usage commercial) :**

***E.L.U:** q_u = 1.35 G + 1.5 Q.
q_u =1.35×3.614+1.5×3.25= **9.75KN/ml.**

***E.L.S :** qs = G + Q
qs =3.614 + 3.25= **6.864KN/ml**.

- **3eme type (dernier étage) :**

***E.L.U:** q_u = 1.35 G + 1.5 Q.
q_u =1.35×1.95+1.5× 0.65 = **3.607 KN/ml**.

***E.L.S :** qs = G + Q
qs =1.95+0.65= **2.6KN/ ml**.

On considère pour nos calculs le plancher qui représente le cas le plus défavorable.
Dans notre cas, le calcul se fait pour le plancher à usage commercial.

b. Détermination des dimensions de la section en T :

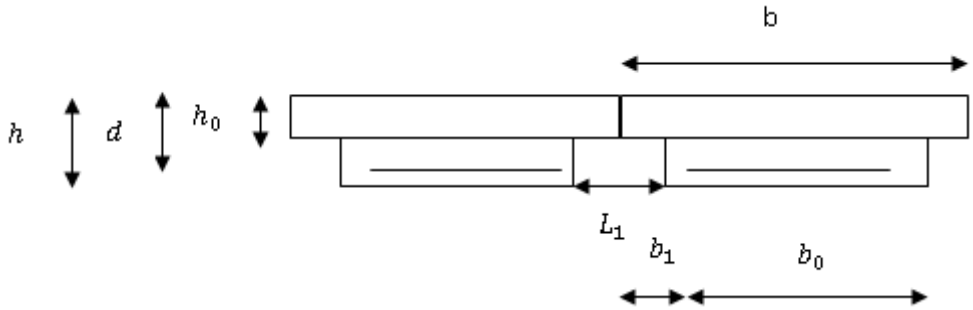


Figure III.1.5 : Schéma statique de calcul

h = 16+4 = 20 cm (hauteur de la dalle)
h_o = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)
b_o = 12 cm (largeur de la nervure)
C = 2 cm (enrobage)
d = 18 cm (hauteur utile)
L : 65 – 12 = 53 cm(distance entre faces voisines de deux nervures).

L_1 : 3.15 m (longueur de la plus grande travée).

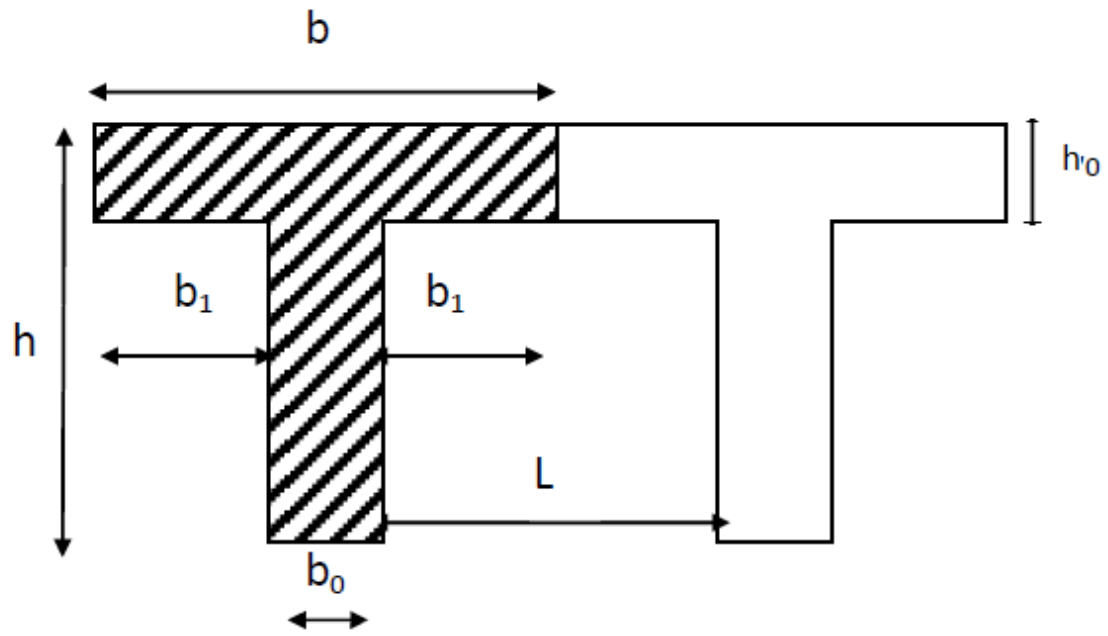


Figure III.1.6: Les dimensions de la section en T

La poutrelle est calculée comme une poutre en Té donc il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression, cette largeur défini la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes : **[Règles de BAEL ART A.4.1.4].**

$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2}\right)$

$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5$ cm

$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{315}{10} = 31.5$ cm $\rightarrow$ on prend $b_1 = 26.5$ cm

$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{315}{2} = 105$ cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm.....**Condition vérifiée**

c. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.
*Méthode forfaitaire.
*Méthode des trois moments.
*Méthode de Caquot.
(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

c.1.Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La méthode forfaitaire s'applique aux planchers à surcharge modérée. La surcharge d'exploitation y est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5KN/m².

$$Q = 2.5 \leq max(2G, 5KN/ml) = 7.228\ KN/ml \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

en continuité →**condition vérifiée**

- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{3.3}{3.3} = 1$$

$$\frac{3.3}{2.8} = 1.178 \qquad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2.8}{3.3} = 0.848$$

$$\frac{3.3}{3.3} = 1$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable→**Condition vérifiée**

➢ **Conclusion :**

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

c.2.Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :

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

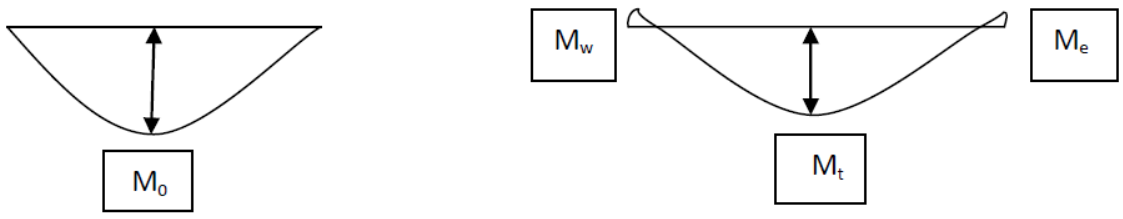


Figure III.1.7: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

c.3.Exposé de la méthode :

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que:

- Moment en travées : $M_t \geq \max\{1.05\, M_0\, ; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- Moment en travées intermédiaires : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de rive : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $= \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modéré. En effet pour Q=0 → α=0 et pour Q=2G → α=2/3.

M_0 : Moment maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_t : Moment max en travées pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w et M_e : Moments en valeur absolue sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
* 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées.
*0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
* 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
*0.3 M_0 pour les appuis de rive semi-encastrés.

c.4.Application de la méthode :

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis :

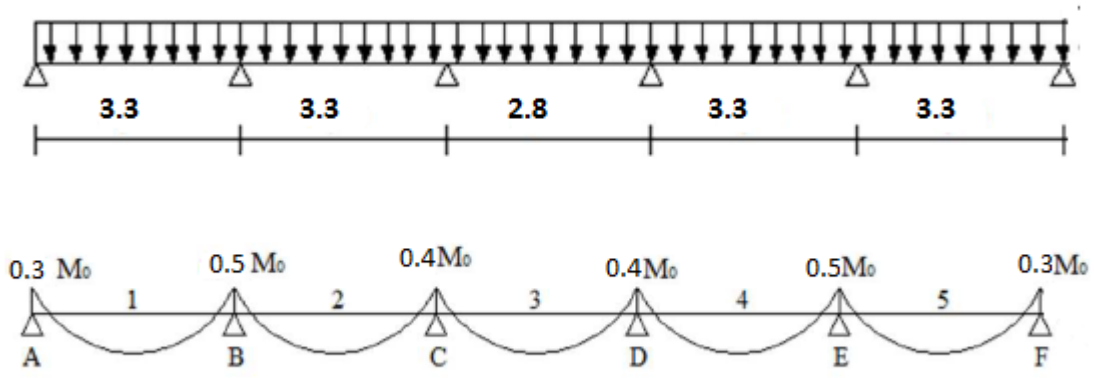


Figure III.1.8: Schéma statique de la méthode forfaitaire

- **Charges et surcharges :**

*__Charge permanente__ : G = 5.56 X 0.65 = 3.614 KN/ml.

*__Charge d'exploitation__ : Q = 2.5 X 0.65 = 1.625 KN/ml.

- **Combinaison d'action :**

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

q_u = 1.35 X 3.614 + 1.5 X 1.625 = 7.316 KN/ml.

-**ELS** : q_s = G + Q

q_s = 3.614 + 1.625 = 5.239 KN/ml.

❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Calcul du rapport de charge :**

$$\begin{cases} 1+0.3\alpha = 1+0.3\times 0.31 = 1.093 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3\times 0.31}{2} = 0.646 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3\times 0.31}{2} = 0.546 \end{cases}$$

Avec : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.614} = 0.31$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_{01} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.316\times 3.3^2}{8} = 9.95\ KN.m$$

$$M_{02} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.316\times 3.3^2}{8} = 9.95\ KN.m$$

$$M_{03} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.316\times 2.8^2}{8} = 7.17\ KN.m$$

$$M_{04} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.316\times 3.3^2}{8} = 9.95\ KN.m$$

$$M_{05} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.316\times 3.3^2}{8} = 9.95\ KN.m$$

- **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_F = 0.3M_{01-05} = 0.3\times 9.95 = 2.985\ KN.m$$

$$M_B = M_E = 0.5\ Max\ (M_{01-04}; M_{02-05}) = 0.5\ \times 9.95 = 4.975\ KN.m$$

$$M_C = M_D = 0.4\ Max\ (M_{02-03}; M_{03-04}) = 0.4\times 9.95 = 3.98\ KN.m$$

- **Calcul des moments fléchissant en travées :**

✓ **Etude de la travée de rive AB :**

a-$M_{tAB} \geq Max\{1.05M_{01}; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A+M_B}{2}$

$$M_{tAB} \geq Max\ \{10.447; 10.87\} - \frac{2.985+4.975}{2}$$

$\Rightarrow M_{tAB} = 6.89\ KN.m$

b-$M_{tAB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2+(0.3\times 0.31)}{2} \times 9.95$$

$\Rightarrow M_{tAB} = 6.43\ KN.m$

On prend donc : $\boldsymbol{M_{tAB} = 6.89\ [KN.m]}$

Par symétrie, on a : $\boldsymbol{M_{tAB} = M_{tEF} \Rightarrow M_{tEF} = 6.89\ [KN.m]}$

- ✓ **Etude de la travée intermédiaire BC :**

a-$M_{tBC} \geq Max\{1.05M_{02}; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - \frac{M_B+M_C}{2}$

$$M_{tBC} \geq Max\{10.447; 10.87\} - \frac{4.975+3.98}{2}$$

$\Rightarrow M_{tBC} = 6.392\ KN.m$

b-$M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$

$$M_{tBC} \geq \frac{1+(0.3\times 0.31)}{2} \times 9.95$$

$\Rightarrow M_{tBC} = 5.437\ KN.m$

On prend donc : $\boldsymbol{M_{tBC} = 6.392\ [KN.m]}$

Par symétrie, on a : $\boldsymbol{M_{tBC} = M_{tDE} \Rightarrow M_{tDE} = 6.392 [KN.m]}$

- ✓ **Etude de la travée intermédiaire CD :**

a-$M_{tCD} \geq Max\{1.05M_{03}; (1+0.3\alpha)M_{03}\} - \frac{M_C+M_D}{2}$

$$M_{tCD} \geq Max\{7.528; 7.836\} - \frac{3.98+3.98}{2}$$

$\Rightarrow M_{tCD} = 3.856\ KN.m$

b-$M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$

$$M_{tCD} = \frac{1 + (0.3 \times 0.31)}{2} \times 7.17$$

$\Rightarrow M_{tCD} = 3.918\ KN.m$

On prend donc : $\boldsymbol{M_{tCD} = 3.918\ [KN.m]}$

- **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :**

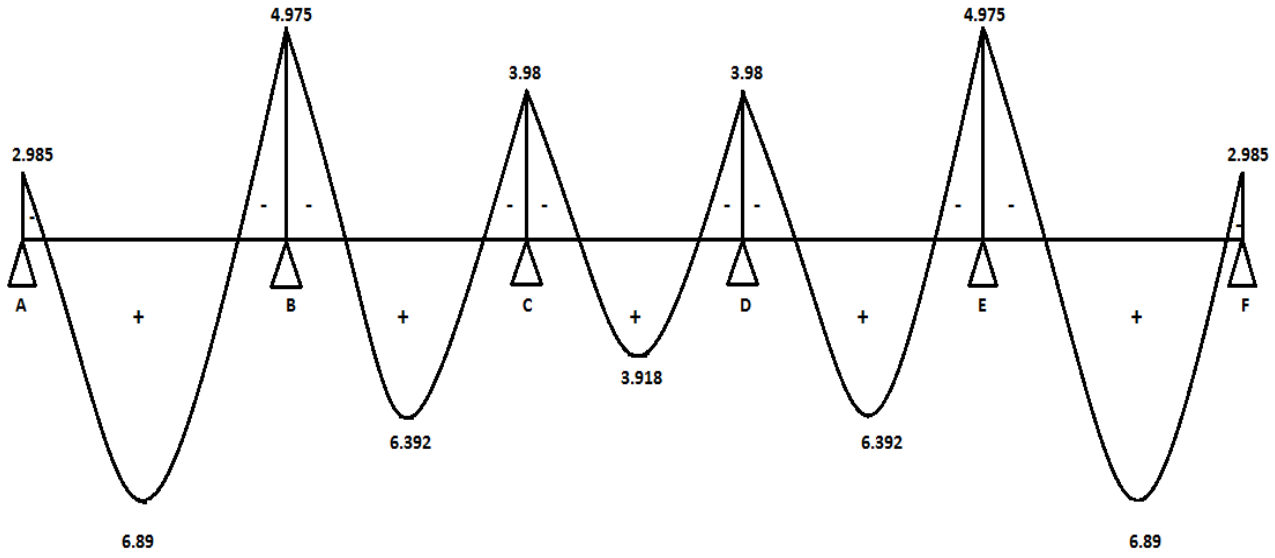


Figure III.1.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants à l'ELU :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre et donné par la formule suivante **:**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \text{ ; Avec : } \begin{cases} \theta_w(x) = \frac{q_u l}{2} \\ \theta_e(x) = -\frac{q_u l}{2} \end{cases}$$

✓ **Travée AB :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_A} = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.975) - (-2.985)}{3.3} = \boldsymbol{11.47\ KN} \\ \boldsymbol{T_B} = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.975) - (-2.985)}{3.3} = \boldsymbol{-12.67\ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée BC :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_B} = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-3.98) - (-4.975)}{3.3} = \mathbf{12.37\ KN} \\ \boldsymbol{T_C} = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-3.98) - (-4.975)}{3.3} = \mathbf{-11.77\ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée CD :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_C} = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7.316 \times 2.8}{2} + \frac{(-3.98) - (-3.98)}{2.8} = \mathbf{10.24\ KN} \\ \boldsymbol{T_D} = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{7.316 \times 2.8}{2} + \frac{(-3.98) - (-3.98)}{2.8} = \mathbf{-10.24\ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée DE :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_D} = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.975) - (-3.98)}{3.3} = \mathbf{11.77\ KN} \\ \boldsymbol{T_E} = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.975) - (-3.98)}{3.3} = \mathbf{-12.37\ KN} \end{cases}$$

✓ **Travée EF :**

$$\begin{cases} \boldsymbol{T_E} = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-2.985) - (-4.975)}{3.3} = \mathbf{12.67\ KN} \\ \boldsymbol{T_F} = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7.316 \times 3.3}{2} + \frac{(-2.985) - (-4.975)}{3.3} = \mathbf{-11.47\ KN} \end{cases}$$

- **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :**

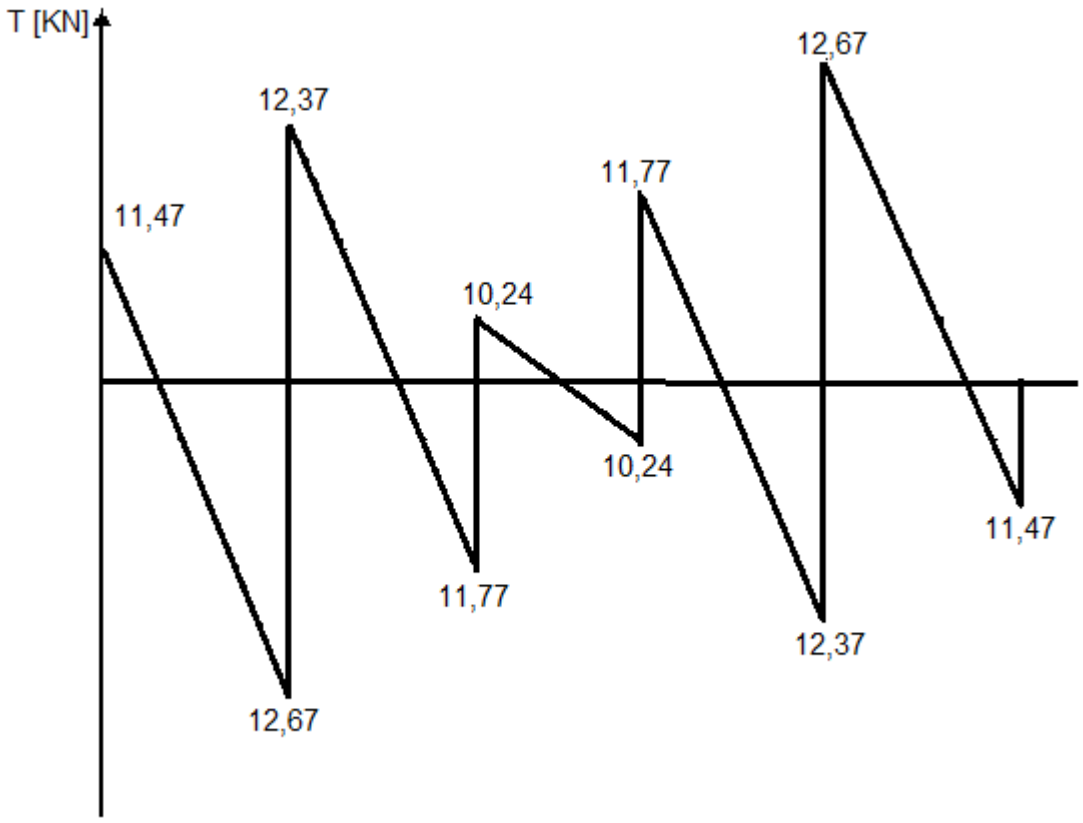


Figure III.1.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

- **Ferraillage :**

Le ferraillage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 6.89\ KN.m \\ M_a^{max} = 4.975\ KN.m \end{cases}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivant :

h : Hauteur de la section ou épaisseur de la dalle

h_o : Hauteur de la table de compression (4cm)

b : Largeur de la table de compression (65cm)

b_o : Largeur de la poutrelle (12cm)

d : Hauteur utile (18cm)

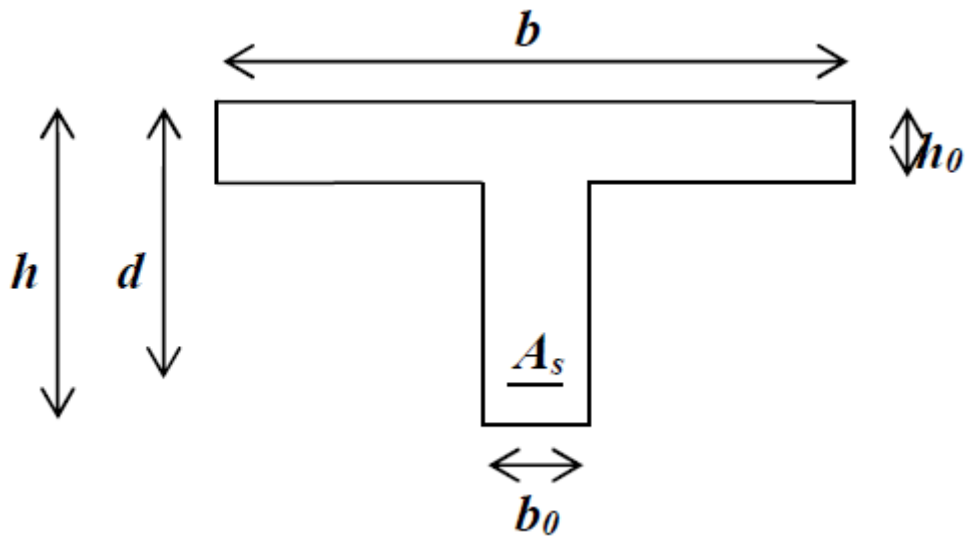


Figure III.1.11: Schéma statique de la section en Té

***Position de l'axe neutre :**

Si : $M_t > M_0 \Longrightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t < M_0 \Longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0 = b \times h_0(d - \frac{h_0}{2})f_{bu}$; $f_{bu} = 14.2\ MPa$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04\left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)14.2 \times 10^3 = 59.072\ KN.m$$

$M_t = 6.89\ KN.m < M_0 = 59.072\ KN.m \Longrightarrow$L'axe neutre est dans la table de compression.

→Le calcul se fera comme une section rectangulaire.

A.Armatures longitudinales :

- ✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.89 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.023$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$section simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0.023 \ \rightarrow \ \beta = 0.9885$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.89 \times 10^3}{0.9885 \times 18 \times 348} = \mathbf{1.11\ cm^2}$$

On opte pour une section d'armatures : **3HA8** ; soit $\boldsymbol{A_t = 1.51\ cm^2}$

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.975 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.090$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ Section simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.975 \times 10^3}{0.090 \times 18 \times 348} = \mathbf{0.83cm^2}$$

On opte pour une section d'armatures : **2HA10** ; soit : $\boldsymbol{A_a = 1.57cm^2}$

B.Armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales (Art *A.7.2* BAEL *91* modifiée *99*).**

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_t^{max}\right\} = \min\left\{\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2\right\} = 0.57\ cm$$

$\emptyset_t^{max}$: diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm.

On opte pour une section d'armatures : **2HA8** ; soit : $\boldsymbol{A_t = 1.01cm^2}$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\emptyset\mathbf{8}$.

- **Espacement des armatures (BAEL91 Art A.5.1.22)** :

$S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{16.2; 40cm\} = 16.2\ cm$

On prend : $\boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

- **Vérification :**

➢ **Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91modifiée99) :**

✓ **En travées :**

$A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$; Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = \boldsymbol{2.1\ MPa}$

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

$A_{min} < A_t = 1.51cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Aux appuis :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \mathbf{0.26cm^2}$$

$A_{min} < A_a = 1.57cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A. 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $\boldsymbol{T_{max} = 12.67\ KN}$

Donc : $\tau_u = \frac{12.67\times10^3}{120\times180} = \boldsymbol{0.586\ MPa}$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :
La fissuration est peu préjudiciable :

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \boldsymbol{3.33\ MPa}$

$\tau_u = 0.586MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :**

✓ **En travées :**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$; Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \boldsymbol{3.15\ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\sum U_i}$$

$\sum U_i = \sum n.\pi.\emptyset = 3 \times 3.14 \times 8 = \boldsymbol{75.36\ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = \boldsymbol{1.04\ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Aux appuis :**

$\sum U_i = \sum n.\pi.\emptyset = 2 \times 3.14 \times 10 = \boldsymbol{62.8\ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = \boldsymbol{1.24\ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

→Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

- **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

✓ **Sur le béton :**

$T_u^{max} \leq \frac{0.4 b_0 a f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : a = 0.9d et $T_u^{max} = \boldsymbol{12.67\ KN}$

$$\overline{T_u} = \frac{0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 25 \times 10^3}{1.5} = \mathbf{129.6\ KN}$$

$T_u^{max} < \overline{T_u} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ✓ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_u^{max} + \frac{M^{max}}{0.9d})$$

$A_a = 1.57\ cm^2 \geq \frac{1.15}{400}\left(12.67 + \frac{4.975}{0.9\times18}\right) = 0.037 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- ➢ **Ancrage des barres *(A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):***

$\overline{\tau_{su}} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\ MPa$ Avec : Ψ = 1.5 pour HA

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\overline{\tau_{su}}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.3\ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers
HA.
$l_c = 0.4l_s = 16.92\ cm$

Soit $\boldsymbol{l_c = 17\ cm}$

❖ Calcul à l'ELS :

$q_s = G + Q = 3.614 + 1.625 = 5.239\ KN/ml$

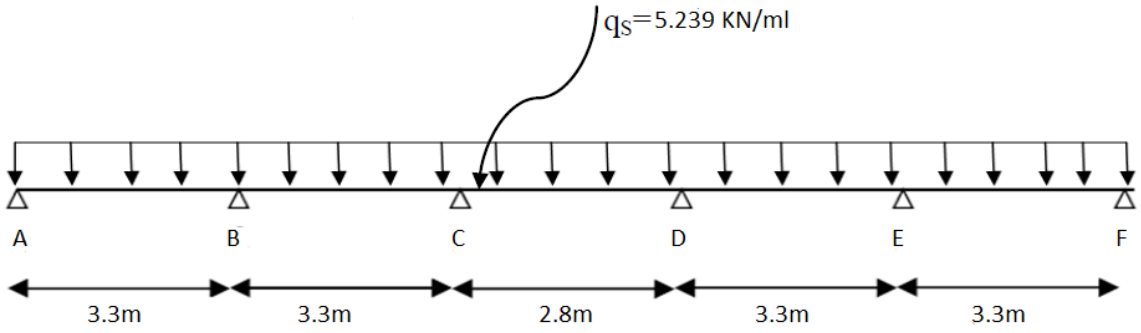


Figure III.1.12: Schéma statique de la poutre continue à L'ELS

- **Calcul des efforts internes :**

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 calcul à l'ELS par le coefficient (q_s/q_u).

On $q_u = 7.316\ KN/ml \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.239}{7.316} = \mathbf{0.716}$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$\boldsymbol{M_{01}} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = 9.96 \times 0.716 = \mathbf{7.13\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_{03}} = 7.17 \times 0.716 = \mathbf{5.13\ KN.m}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

  - **Moments aux appuis :**

$\boldsymbol{M_A} = 2.985 \times 0.716 = \mathbf{2.137\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_B} = 4.975 \times 0.716 = \mathbf{3.562\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_C} = 3.98 \times 0.716 = \mathbf{2.849\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_D} = 3.98 \times 0.716 = \mathbf{2.849\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_E} = 4.975 \times 0.716 = \mathbf{3.562\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_F} = 2.985 \times 0.716 = \mathbf{2.137\ KN.m}$

  - **Moments en travées :**

$\boldsymbol{M_{tAB}} = 6.89 \times 0.716 = \mathbf{4.933\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_{tBC}} = 6.392 \times 0.716 = \mathbf{4.576\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_{tCD}} = 3.918 \times 0.716 = \mathbf{2.805\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_{tDE}} = 6.392 \times 0.716 = \mathbf{4.576\ KN.m}$
$\boldsymbol{M_{tEF}} = 6.89 \times 0.716 = \mathbf{4.933\ KN.m}$

- **Diagramme des moments fléchissant :**

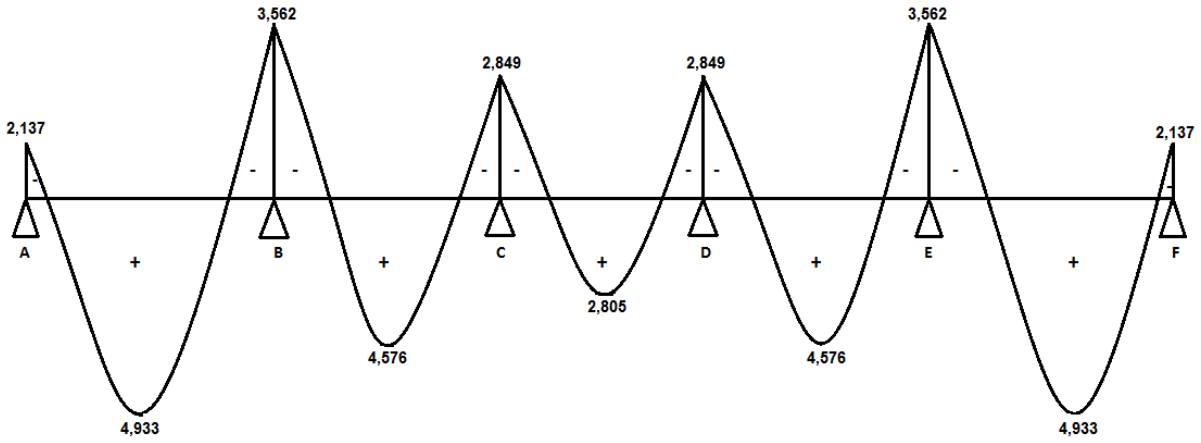


Figure III.1.13 : Diagramme des moments fléchissant

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$\begin{cases} T_A = 11.47 \times 0.716 = \mathbf{8.212\ KN} \\ T_B = -12.67 \times 0.716 = \mathbf{-9.071\ KN} \end{cases}$$
$$\begin{cases} T_B = 12.37 \times 0.716 = \mathbf{8.857\ KN} \\ T_C = -11.77 \times 0.716 = \mathbf{-8.427\ KN} \end{cases}$$
$$\begin{cases} T_C = 10.24 \times 0.716 = \mathbf{7.332\ KN} \\ T_D = -10.24 \times 0.716 = \mathbf{-7.332\ KN} \end{cases}$$
$$\begin{cases} T_D = 11.77 \times 0.716 = \mathbf{8.427\ KN} \\ T_E = -12.37 \times 0.716 = \mathbf{-8.857\ KN} \end{cases}$$
$$\begin{cases} T_E = 12.67 \times 0.716 = \mathbf{9.071\ KN} \\ T_F = -11.47 \times 0.716 = \mathbf{-8.212\ KN} \end{cases}$$

- **Diagramme des efforts tranchants :**

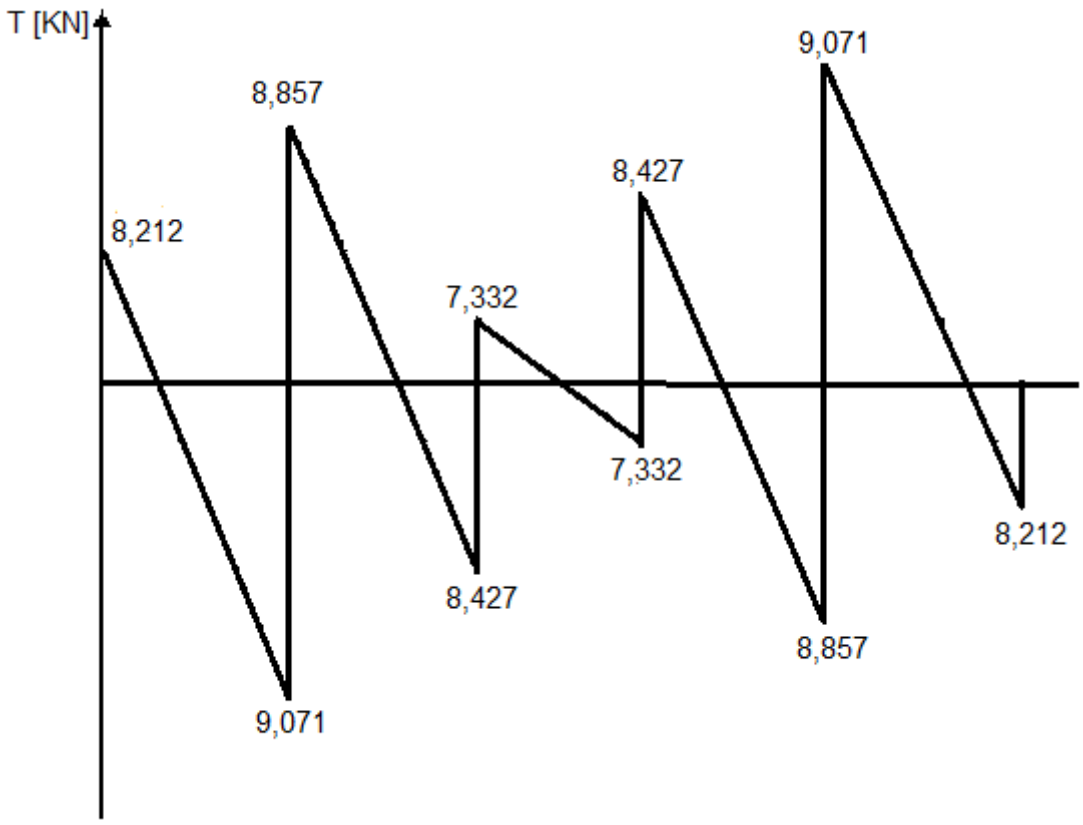


Figure III.1.14 : Diagramme des efforts tranchants

- **Vérifications :**

➢ **Etat limite d'ouverture des fissures : :(Art A4.5.32/ BAEL 91 modifiée 99)**.

Les fissurations étant peu préjudiciables → Aucune vérification n'est à effectuer.

➢ **Etat limite de résistance à la compression du béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

✓ **En travées :**

- **Contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$; Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\ MPa$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.70$$

$\rho_1 = 0.70 \ \rightarrow \ \beta_1 = 0.878 \ \rightarrow \ K_1 = 25.98$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4.933 \times 10^6}{0.878 \times 180 \times 151} = \mathbf{206.71\ MPa}$$

$\sigma_{st} = 206.71\ MPa \ < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{206.71}{25.98} = \mathbf{7.956\ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.956\ MPa \ < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

✓ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$; Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

$\rho_1 = 0.72 \ \rightarrow \ \beta_1 = 0.877 \ \rightarrow \ K_1 = 25.65$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.562 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 157} = \mathbf{143.72\ MPa}$$

$\sigma_{st} = 143.72\ MPa \ < \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{143.72}{25.65} = \mathbf{5.603\ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.603\ MPa \ < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **Vérification de l'état limite de déformation : (Art B.6.8.424 BAEL91)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15}$
- $\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec :

h : hauteur de la section égale à 20 cm

L : portée libre égale à 330 cm

A_t: section des armatures

M_t : moment fléchissant max en travée

M_0 : moment isostatique max

b_0 : largeur de la nervure égale à 12 cm

d : hauteur utile de la section droite égale à 18 cm

f_e : limite d'élasticité de l'acier comprimé en MPa.

$*\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.061 > \frac{1}{22,5} = 0.044 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$*\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{330} = 0.061 > \frac{4.933}{15\times7.13} = 0.046 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

$*\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{1.51}{12\times18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. On adopte le ferraillage calculé à l'ELU.

❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferraillées comme suit :

- **Armatures longitudinales :**

*En travées : 3HA8 = 1.51 cm²
*Aux appuis : 2HA10 = 1.57 cm²

- **Armatures transversales :**

2HA8 = 1.01 cm² ; avec un espacement de 15 cm

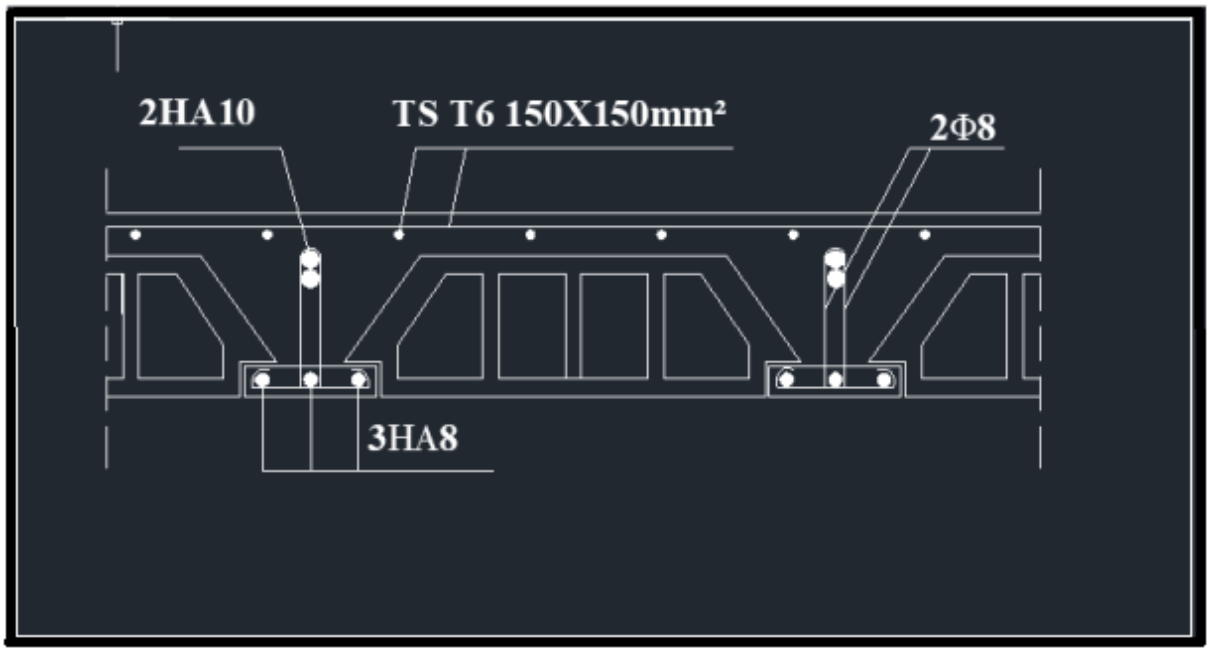


Figure III.1.15 : Schéma du plancher à corps creux

III.2.Calcul des escaliers :

Un escalier est un élément architectural constitué d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

III.2.1.Terminologie :

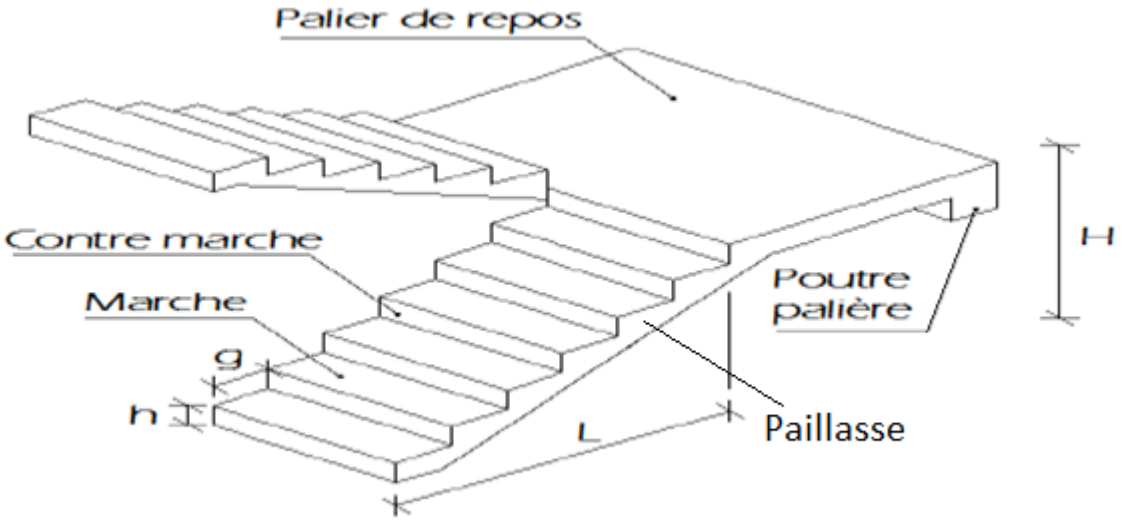


Figure III.2.1 : Coupe verticale des escaliers

- **Caractéristiques géométriques des escaliers :**

g : giron : est la distance séparant deux contre marches, le plus courant varie de 22cm à 33cm (26cm en moyenne).
h : hauteur de la contre marche.
H : La Hauteur de la marche est la différence de niveau entre deux marches successives, en général, h varie de 14cm à 20cm (17cm en moyenne).
L : Longueur de la paillasse projetée.

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le chargement ; sa forme peut être Rectangulaire trapézoïdale ou arrondie, etc.

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

Un escalier se montera sans fatigue pour l'utilisateur, si l'on respecte la relation de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

La limite inférieure de 59cm correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure de 66cm correspond à des locaux publics.

- **Volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs, elle doit comporter au maximum 18 à 20 marches.
- **Palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- **Emmarchement** : représente la largeur de la marche ; il varie selon le caractère de l'escalier. En général il est de 1m pour un escalier ordinaire et de 1.50m à 2 m pour les grands escaliers.
- **La paillasse :** est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.2.2.Pré dimensionnement :

L'étage courant comporte deux volées différentes, donc le calcul se fera pour les deux volées.
Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

A. Nombre de marches et contremarches :
Pour un bâtiment à usage d'habitation :
La hauteur des marches est : $14\ cm \leq h \leq 17\ cm$

On adopte : $h = 17cm$.

La hauteur d'étage courant est de 323cm.
On choisit h =17 cm
n : le nombre de contre marches n= 323/17 = 19 contre marches.
M : le nombre de marches m= n-1
Les marches seront réparties de la manière suivante :
* **Volée 1** : 10 contre marches soit 9 marches.
* **Volée 2** : 9 contre marches soit 8 marches.

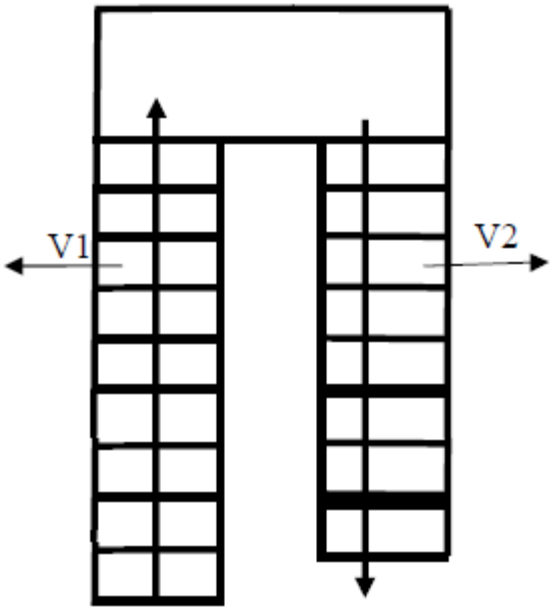


Figure III.2.2 : Vue en plan de l'escalier

B.Emmarchement :
E = 1.2m.

C.La loi de BLONDEL
La loi de BLONDEL est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.
$59cm \leq g + 2h \leq 64cm$
25cm ≤ g ≤ 30cm on prend g=30cm

Vérification de la loi de BLONDEL
g+2h = 30+2(17) =64 59cm ≤ 64 ≤ 64cm **condition vérifié.**

D.Pentes de l'escalier :

- **Volée 1 :**

La hauteur de la volée est de 17x10=170 cm

Tg α = 170/ 270 = 0.63 ⟶ α = 32.21°

- **Volée 2 :**

La hauteur de la volée est de 17x9=153cm
Tg α = 153/ 240 = 0.637 ⟶ α = 32.51°

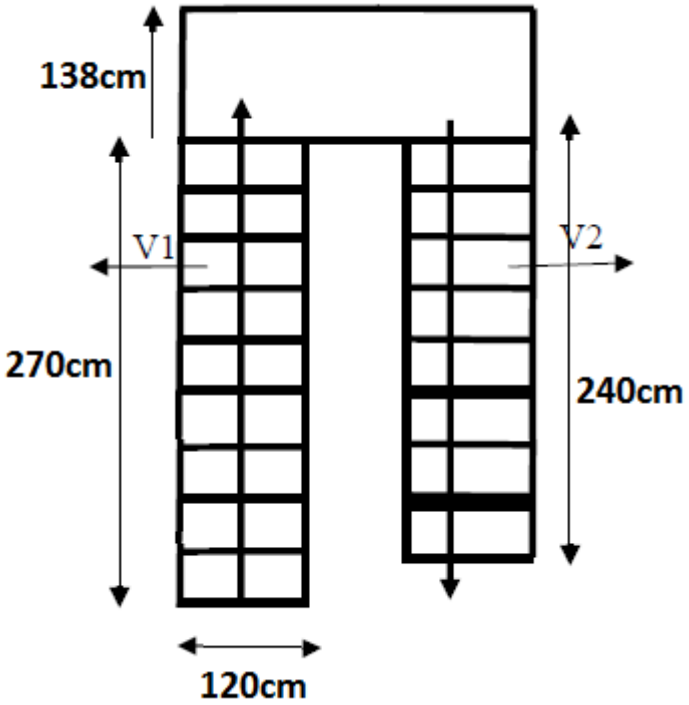


Figure III.2.3: Dimensions de l'escalier

E. Epaisseur de la paillasse :

- **Volée 1 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée
L_{rv} = 2.70/ cos32.21 = 3.2 m

$L_0 = L_{rv} + L_p$ = 3.2 + 1,38 = 4.58m.

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

15.26 ≤ ep ≤ 22.9 cm

Ep = 16 cm

- **Volée 2 :**

L_{rv} : longueur réelle de la volée
L_{rv} = 2.40/ cos32.51 = 2.84 m

$L_0 = L_{rv} + L_p = 2.84 + 1,38 = 4.42m.$

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$14.7 \leq ep \leq 22.1$ cm

Ep = 16 cm

III.2.3. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on peut admettre que leurs poids sont uniformément répartis sur la paillasse, le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et pour une bonde de 1m de projection horizontale et en considérant comme une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Charge permanente :**

- **Palier :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Charge (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	17	0,51
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Palier	0,16	25	4
			5,71

Tableau III.2.1: Poids propre du palier

- **Volée 1:**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ (KN/m³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,16}{\cos(32,21)}$	25	4,73
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2}$	25	2,13
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	12	0,36
Enduit de ciment	0,02	22	0,44
Garde-corps	/	/	0,2
$\sum G_i = G_{volée}$	/		**8,66**

Tableau III.2.2: Poids propre de la volée 1

➢ **Volée 2:**

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ (KN/m³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0,16}{\cos(32,51)}$	25	4,74
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0,17}{2}$	25	2,13
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	12	0,36
Enduit de ciment	0,02	22	0,44
Garde-corps	/	/	0,2
$\sum G_i = G_{volée}$	/		**8,67**

Tableau III.2.3: Poids propre de la volée 2

❖ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers et donnés par le **DTR B.C 2.2**

Palier : Q= 2.5 X 1 =**2.5 KN/ml**

Paillasse : Q = 2.5 X 1 = **2.5 KN/ml**

III.2.4.Calcul à l'ELU :

➢ **Volée 1 :**

- **Calcul des efforts internes :**

a- Combinaison de charge :

Volée : $Q_{u1} = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35 \times 8.66 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{15.44\ KN/ml}$

Palier : $Q_{u2} = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35 \times 5.71 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{11.46\ KN/ml}$

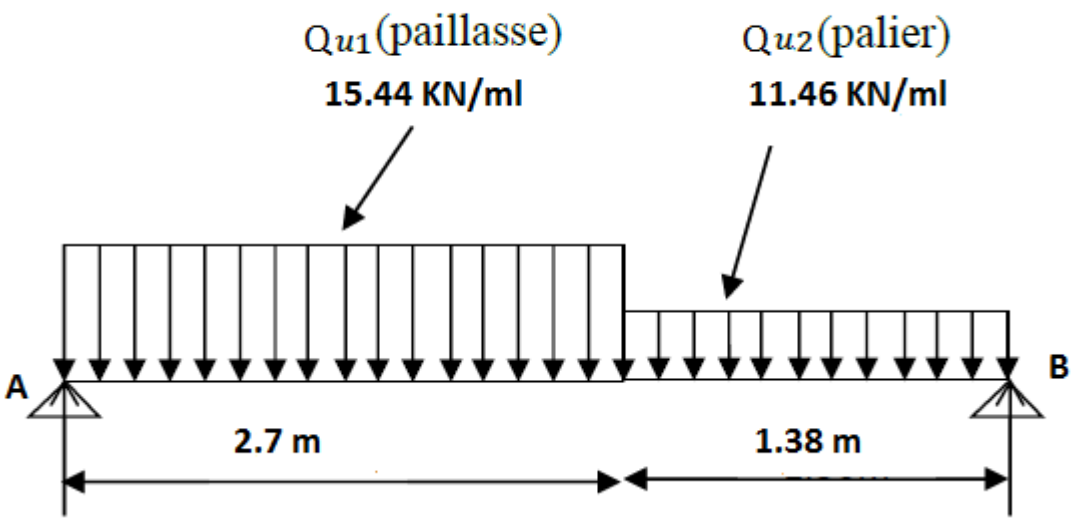


Figure III.2.4: Schéma statique à l'ELU

b-Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B - Q_{u1}(2.7) - Q_{u2}(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B - 15.44(2.7) - 11.46(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B = 57.50$$

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 4.08 - \left(Q_{u1}\frac{2.7^2}{2}\right) - (Q_{u2} \times 1.38 \times 3.39) = 0$$

$$R_B \times 4.08 - 109.89 = 0$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_B = 26.93\ KN}$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_A = 30.57\ KN}$$

c-Efforts tranchants :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.7\ m$:

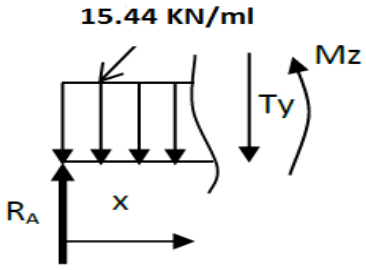


Figure III.2.5: Coupe 1 du schéma statique à l'ELU

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A - T_y - Q_{u1}x = 0$$

$$T_y = R_A - Q_{u1}x$$

$$T_y = 30.57 - 15.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = 30.57\ KN} \\ x = 2.7\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -11.12\ KN} \end{cases}$$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$:

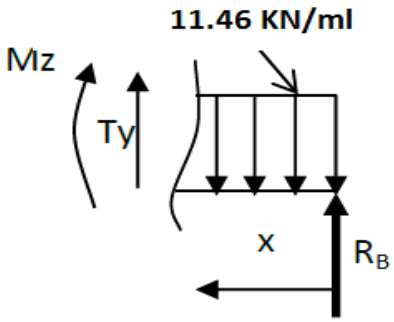


Figure III.2.6: Coupe 2 du schéma statique à l'ELU

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_B + T_y - Q_{u2}x = 0$$

$$T_y = -R_B + Q_{u2}x$$

$$T_y = -26.93 + 11.46x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = -26.93\ KN} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -11.12\ KN} \end{cases}$$

d-Moments fléchissant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.7\ m$

$$M_z = R_A x - Q_{u1}\frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 30.57x - 15.44\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 2.7\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 26.26\ KN.m} \end{cases}$$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

$$M_z = R_B x - Q_{u2}\frac{x^2}{2}$$

$M_z = 26.93x - 11.46\frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 26.25\ KN.m} \end{cases}$

e-Moment fléchissant max :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T_y = 0 \rightarrow M_z = max$

$T_y = -15.44x + 30.57 = 0$

$\Rightarrow \boldsymbol{x = 1.98\ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.98\ m$

Donc :

$M_z^{max} = -15.44\frac{x^2}{2} + 30.57x$

$\Rightarrow \boldsymbol{M_z^{max} = 30,26\ KN.m}$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

-**Aux appuis** : $M_a = -0.3M_z^{max} = \boldsymbol{-9,08\ KN.m}$

-**En travée** : $M_t = 0.85M_z^{max} = \boldsymbol{25,72\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

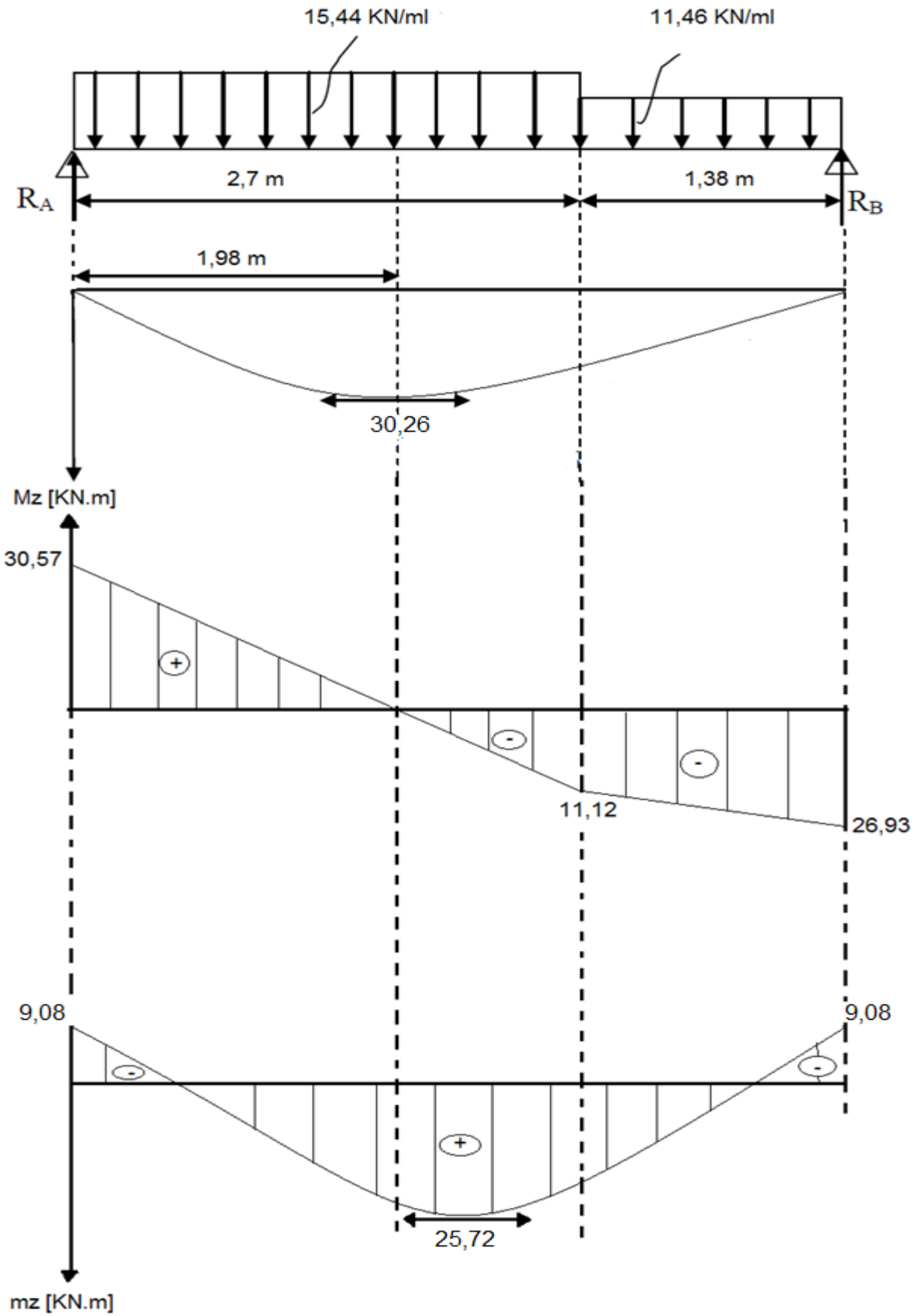
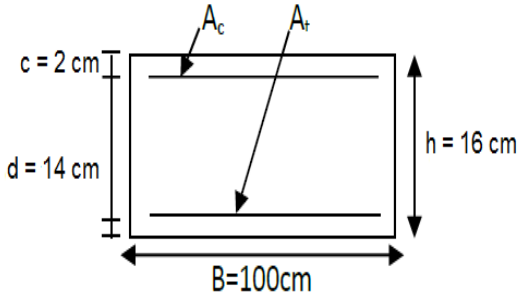


Figure III.2.7: Diagramme des efforts internes à l'ELU

- **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1 mètre.

- **En travées :** $M_t = 25{,}72\ KN.m$



► **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25{,}72 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.2} = \mathbf{0.092}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \ \Rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.092 \ \rightarrow \beta = 0.952$

$$\boldsymbol{A_t} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25{,}72 \times 10^6}{0.952 \times 140 \times 348} = \mathbf{5{,}54cm^2}$$

On opte pour : **5HA12** $\Rightarrow \boldsymbol{A_t = 5{,}65\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 20cm$.

► **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5{,}65}{4} = \mathbf{1{,}41\ cm^2}$$

On opte pour : **4HA10** $\Rightarrow \boldsymbol{A_r = 3.14\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 25\ cm$.

- **Aux appuis :** $M_a = -9{,}08\ KN.m$

► **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9{,}08 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.2} = \mathbf{0.032}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.032 \ \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9{,}08 \times 10^6}{0.984 \times 140 \times 348} = \mathbf{1{,}89\ cm^2}$$

On opte pour : **5HA10** $\Rightarrow \boldsymbol{A_a = 3{,}93\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 20\ cm$.

► **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.98\ cm^2}$

On opte pour : **4HA10** $\Rightarrow \boldsymbol{A_r = 3,14\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 25\ cm$.

➢ **Volée 2 :**

- **Calcul des efforts internes :**

a-Combinaison de charge :

Volée : $Q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.67 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{15.45\ KN/ml}$

Palier : $Q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.71 + 1.5 \times 2.5 = \mathbf{11.46\ KN/ml}$

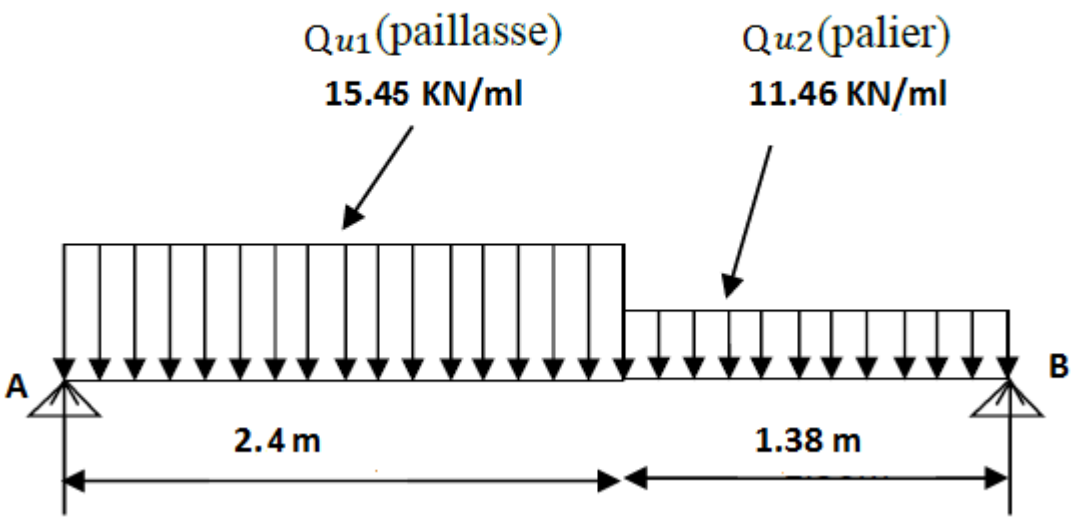


Figure III.2.8: Schéma statique à l'ELU

b-Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B - Q_{u1}(2.4) - Q_{u2}(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B - 15.45(2.4) - 11.46(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B = 52.89$$

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 3.78 - (Q_{u1}\frac{2.4^2}{2}) - (Q_{u2} \times 1.38 \times 3.09) = 0$$

$$R_B \times 3.78 - 93.36 = 0$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_B = 24.69\ KN}$$

$\Rightarrow \boldsymbol{R_A = 28.2\ KN}$

c-Calcul de l'effort tranchant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.4\ m$

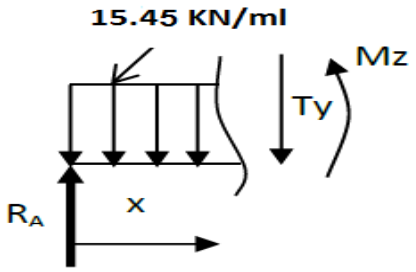


Figure III.2.9: Coupe 1 du schéma statique à l'ELU

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A - T_y - Q_{u1}x = 0$$

$$T_y = R_A - Q_{u1}x$$

$$T_y = 28.2 - 15.45x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = 28.2\ KN} \\ x = 2.4\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -8.88\ KN} \end{cases}$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

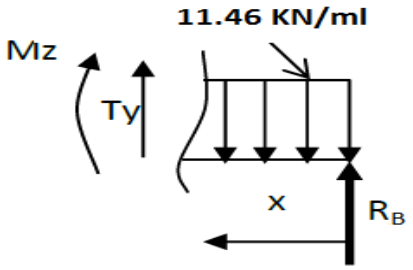


Figure III.2.10: Coupe 2 du schéma statique à l'ELU

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_B + T_y - Q_{u2}x = 0$$

$$T_y = -R_B + Q_{u2}x$$

$$T_y = -24.69 + 11.46x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = -24.69\ KN} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -8.88\ KN} \end{cases}$

d-Calcul du moment fléchissant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.4m$

$M_z = R_A x - Q_{u1}\frac{x^2}{2}$

$M_z = 28.2x - 15.45\frac{x^2}{2}$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 2.4\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 23.18\ KN.m} \end{cases}$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

$M_z = R_B x - Q_{u2}\frac{x^2}{2}$

$M_z = 24.69x - 11.46\frac{x^2}{2}$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 23.16\ KN.m} \end{cases}$

e-Calcul du moment fléchissant max :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T_y = 0 \rightarrow M_z = max$

$T_y = -15.45x + 28.2 = 0$

$\Rightarrow \boldsymbol{x = 1.82\ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.82\ m$

Donc :

$M_z^{max} = 28.2x - 15.45\frac{x^2}{2}$

$\Rightarrow \boldsymbol{M_z^{max} = 25.73\ KN.m}$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

-Aux appuis : $M_a = -0.3M_z^{max} = \boldsymbol{-7.72\ KN.m}$

-En travée : $M_t = 0.85M_z^{max} = \boldsymbol{21.87\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

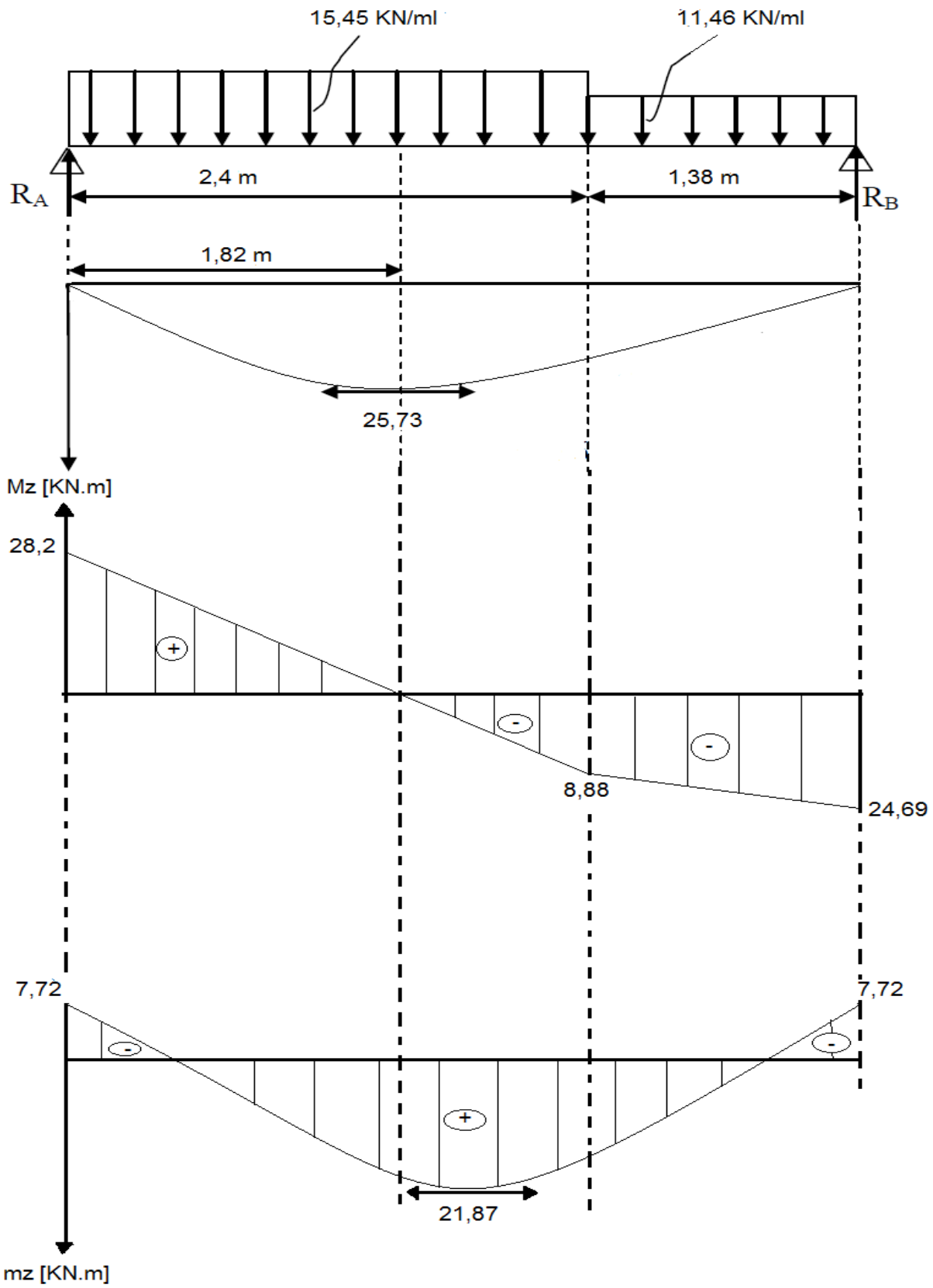


Figure III.2.11: Diagramme des efforts internes à l'ELU

- **Calcul des armatures :**

La calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande 1 mètre.

- **En travées :** $M_t = 21.87\ KN.m$
  - **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.87 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.2} = \mathbf{0.078}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \ \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.078 \ \rightarrow \beta = 0.959$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.87 \times 10^6}{0.959 \times 140 \times 348} = \mathbf{4.68\ cm^2}$$

On opte pour : **5HA12** $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_t = 5.65\ cm^2}$; avec espacement de $S_t = 20\ cm$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = \mathbf{1.41\ cm^2}$$

On opte pour : **4HA10** $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_r = 3,14\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 25\ cm$.

- **Aux appuis :** $M_a = 7.72\ KN.m$
  - **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.72 \times 10^6}{1000 \times 140^2 \times 14.2} = \mathbf{0.028}$$

$\mu < \mu_l = 0.392 \ \Rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.028 \ \rightarrow \beta = 0.986$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.72 \times 10^6}{0.986 \times 140 \times 348} = \mathbf{1.61\ cm^2}$$

On opte pour : **5HA10** $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_a = 3,93\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 20\ cm$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = \mathbf{0.98\ cm^2}$$

On opte pour : **4HA10** $\Rightarrow$ $\boldsymbol{A_r = 3,14\ cm^2}$; avec un espacement de $S_t = 25\ cm$.

III.2.5.Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.69\ cm^2}$$

- **Volée 1 :**
  - **Aux appuis :**

$A_a = 3.93\ cm^2 > A_{min} = 1.69\ cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

  - **En travées :**

$A_t = 5{,}65\ cm^2 > A_{min} = 1.69\ cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Volée 2 :**
  - **Aux appuis :**

$A_a = 3{,}93\ cm^2 > A_{min} = 1.69\ cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

  - **En travées :**

$A_t = 5.65\ cm^2 > A_{min} = 1.69\ cm^2 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

♦ **Espacement des barres :**

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

- **Volée 1 :**
  - **Armatures principales :**

$S_t \leq min\{3h\,;33\ cm\} = \mathbf{33\ cm}$

-**En travées :** $S_t = 20\ cm < 33\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

-**Aux appuis :** $S_t = 20\ cm < 33\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

  - **Armatures de répartition :**

$S_t \leq min\{4h\,;45\ cm\} = \mathbf{45\ cm}$

-**En travées :** $S_t = 25\ cm < 45\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

-**Aux appuis :** $S_t = 25\ cm < 45\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Volée 2 :**
  - **Armatures principales :**

$S_t \leq min\{3h\,;33\ cm\} = \mathbf{33\ cm}$

-**En travées :** $S_t = 20\ cm < 33\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

-**Aux appuis :** $S_t = 20\ cm < 33\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

  - **Armatures de répartition :**

$S_t \leq min\{4h\,;45\ cm\} = \mathbf{45\ cm}$

-En travées : $S_t = 25\ cm < 45\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

-Aux appuis : $S_t = 25\ cm < 45\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; avec : $\bar{\tau}_u = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;5\ MPa\right\} = \mathbf{3.33\ MPa}$ (fissuration peu préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

- **Volée 1 :** $T_{max} = 30.57\ KN$

$$\tau_u = \frac{30.57 \times 10^3}{1000 \times 140} = \mathbf{0.218\ MPa}$$

$\tau_u = 0.218\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Volée 2 :** $T_{max} = 28.8\ KN$

$$\tau_u = \frac{28.2 \times 10^3}{1000 \times 140} = \mathbf{0.2\ MPa}$$

$\tau_u = 0.2\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

- **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2T_u^{max}}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \equiv T_u^{max} \leq \bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28}b \times 0.9d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 100 \times 0.9 \times 14}{1.5} = \mathbf{840\ KN}$$

- **Volée 1 :**

$T_u^{max} = 30.57\ KN < \bar{T}_u = 840\ KN \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Volée 2 :**

$T_u^{max} = 28.2\ KN < \bar{T}_u = 840\ KN \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Influence sur l'acier :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times (T_u^{max} + \frac{M_a^{max}}{0.9d})$$

- **Volée 1 :**

$$\frac{1.15}{40} \times \left(30.57 + \frac{-9{,}08}{0.9 \times 14}\right) = \mathbf{0.86}$$

$A_a = 3.93\ cm^2 > 0.85 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Volée 2 :**

$$\frac{1.15}{40} \times \left(28.2 + \frac{-7.72}{0.9 \times 14}\right) = \mathbf{0.79}$$

$A_a = 3{,}93\ cm^2 > 0.79 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :**

Il faut vérifier que :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$; avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$\Psi_s : coefficient\ de\ scellement = 1.5\ pour\ HA$

Donc : $\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \quad ; avec : \sum U_i = n.\pi.\emptyset$$

- **Volée 1 :**

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = \mathbf{18{,}84\ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.57 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 188{,}4} = \mathbf{1{,}29\ MPa}$$

$\tau_{se} = 1{,}29\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

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

- **Volée 2 :**

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = \mathbf{18.84\ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.2 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 188.4} = \mathbf{1.19\ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.19\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

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

- **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\bar{\tau}_s} \quad ; avec: \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 25 = \mathbf{2.835\ MPa}$$

- **Volée 1 :**

Pour HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.33\ cm}$$

Pour HA10 :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{35,27\ cm}$$

- **Volée 2 :**

Pour HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.33\ cm}$$

Pour HA10 :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{35,27\ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est :

Pour HA12 :

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

$$\boldsymbol{L_c = 17\ cm}$$

Pour HA10 :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35,27 = 14,12\ cm$$

$$\boldsymbol{L_c = 15\ cm}$$

III.2.6.Calcul à l'ELS :

- **Volée 1 :**
  - **Calcul des efforts internes :**

a- Combinaison de charge :

Volée : $Q_{s1} = G + Q = 8.66 + 2.5 = \mathbf{11.16\ KN/ml}$

Palier : $Q_{s2} = G + Q = 5.71 + 2.5 = \mathbf{8.21\ KN/ml}$

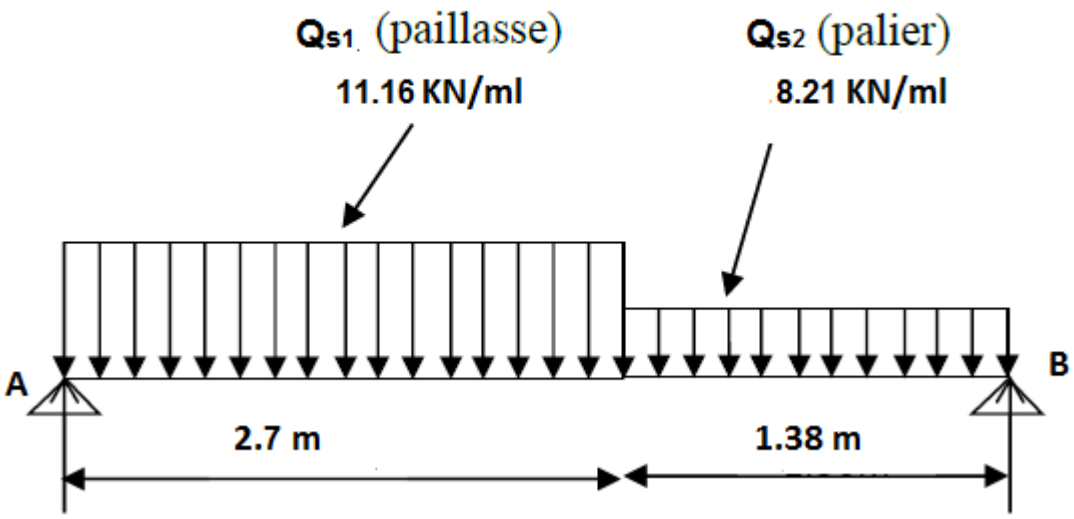


Figure III.2.12: Schéma statique à l'ELS

b-Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B - Q_{s1}(2.7) - Q_{s2}(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B - 11.16(2.7) - 8.21(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B = 41.46$$

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 4.08 - (Q_{s1}\frac{2.7^2}{2}) - (Q_{s2} \times 1.38 \times 3.39) = 0$$

$$R_B \times 4.08 - 79.08 = 0$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_B = 19.38\ KN}$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_A = 22.08\ KN}$$

c-Calcul de l'effort tranchant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.7\ m$

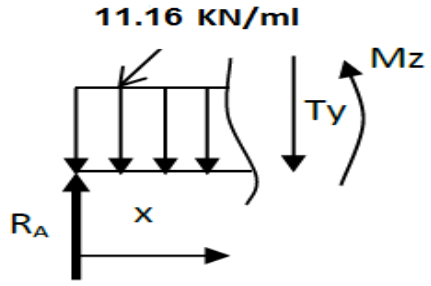


Figure III.2.13: Coupe 1 du schéma statique à l'ELS

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A - T_y - Q_{s1}x = 0$$

$$T_y = R_A - Q_{s1}x$$

$$T_y = 22.08 - 11.16x$$

$$\begin{cases} x = 0 \ \rightarrow \boldsymbol{T_y = 22.08\ KN} \\ x = 2.7\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -8.05\ KN} \end{cases}$$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$:

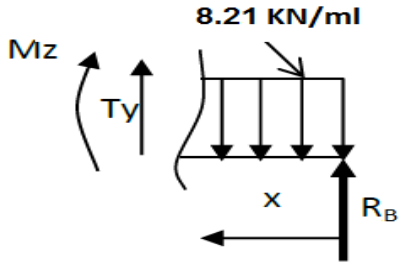


Figure III.2.14: Coupe 2 du schéma statique à l'ELS

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_B + T_y - Q_{s2}x = 0$$

$$T_y = -R_B + Q_{s2}x$$

$$T_y = -19.38 + 8.21x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = -19.38\ KN} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -8.05\ KN} \end{cases}$$

d-Moments fléchissant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.7\ m$

$$M_z = R_A x - Q_{s1}\frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 22.08x - 11.16\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 2.7\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 18.94\ KN.m} \end{cases}$$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

$$M_z = R_B x - Q_{s2}\frac{x^2}{2}$$

$$M_z = 19.38x - 8.21\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 18.93\ KN.m} \end{cases}$$

e-Moment fléchissant max :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T_y = 0 \rightarrow M_z = max$

$T_y = -11.16x + 22.08 = 0$

$\Rightarrow \boldsymbol{x = 1.98\ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.98\ m$

Donc :

$$M_z^{max} = -11.16\frac{x^2}{2} + 22.08x$$

$\Rightarrow \boldsymbol{M_z^{max} = 21.84\ KN.m}$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

-Aux appuis : $M_a = -0.3M_z^{max} = \boldsymbol{-6.55\ KN.m}$

-En travée : $M_t = 0.85M_z^{max} = \boldsymbol{18.56\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

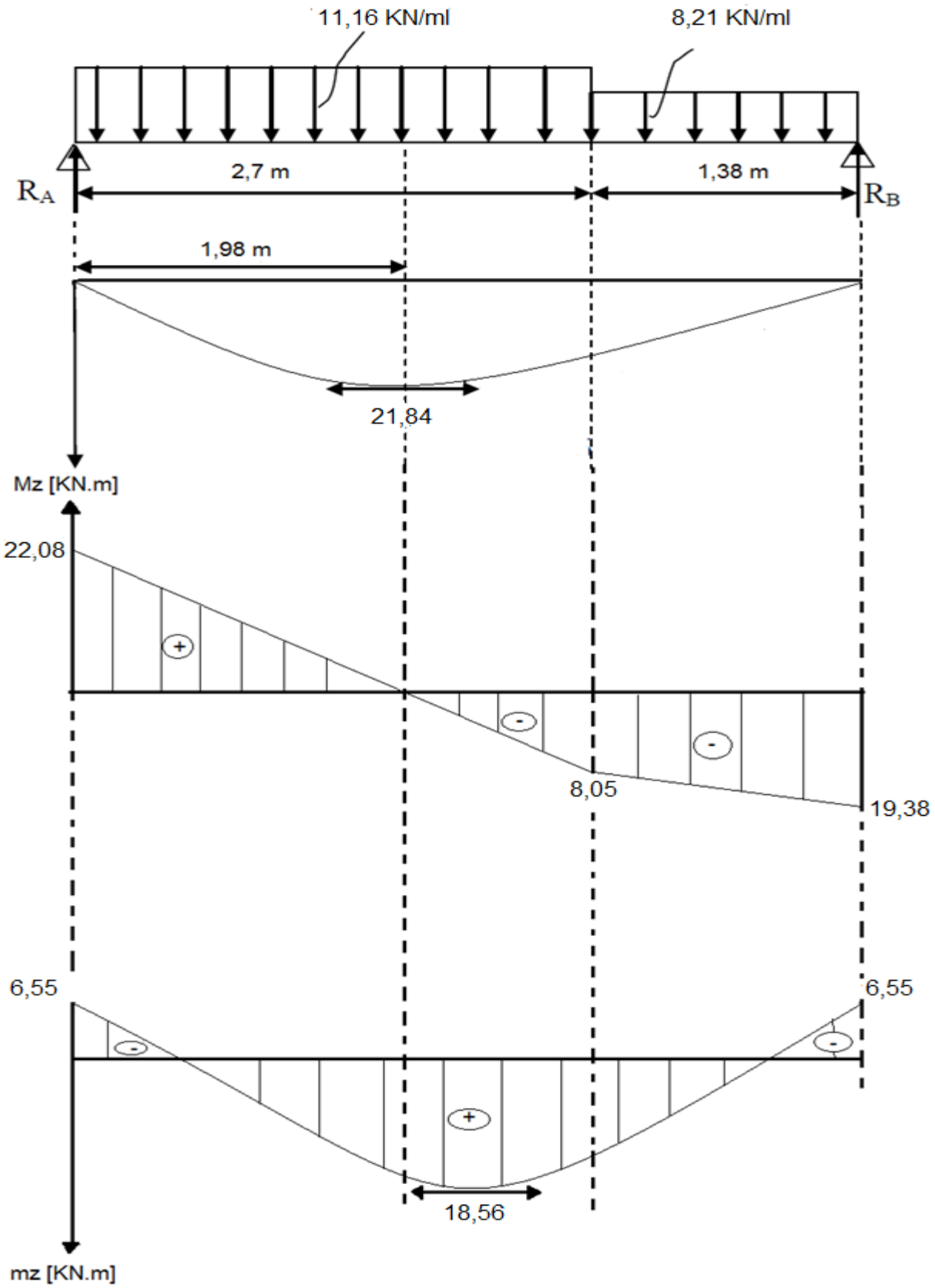


Figure III.2.15: Diagramme des efforts internes à l'ELS

- **Volée 2 :**
  - **Calcul des efforts internes :**

a-Combinaison de charge :

Volée : $Q_{s1} = G + Q = 8.67 + 2.5 = \mathbf{11.17\ KN/ml}$

Palier : $Q_{u2} = G + Q = 5.71 + 2.5 = \mathbf{8.21\ KN/ml}$

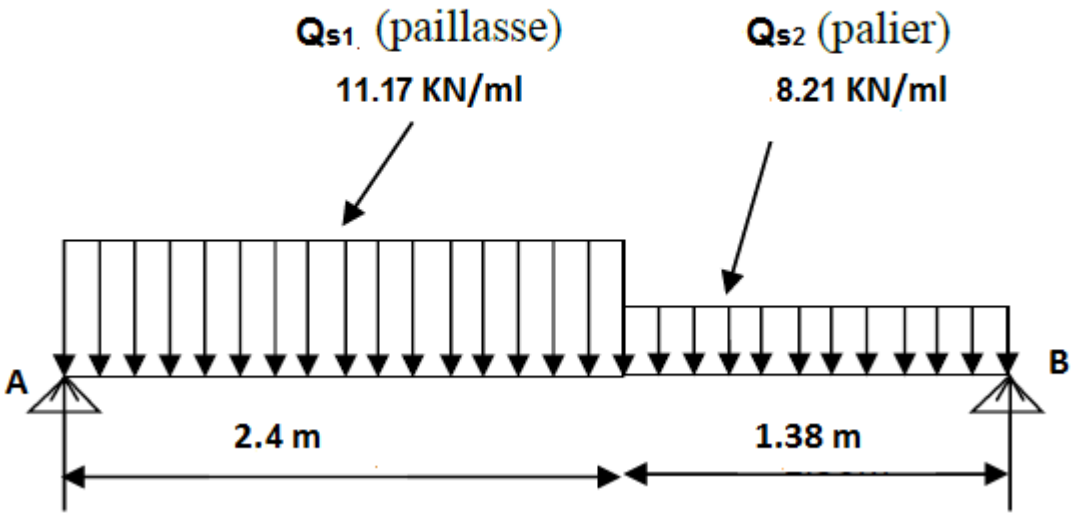


Figure III.2.16: Schéma statique à l'ELS

b-Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A + R_B - Q_{s1}(2.4) - Q_{s2}(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B - 11.17(2.4) - 8.21(1.38) = 0$$

$$R_A + R_B = 38.14$$

$$\sum M/A = 0 \leftrightarrow R_B \times 3.78 - (Q_{s1}\frac{2.4^2}{2}) - (Q_{s2} \times 1.38 \times 3.09) = 0$$

$$R_B \times 3.78 - 67.18 = 0$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_B = 17.77\ KN}$$

$$\Rightarrow \boldsymbol{R_A = 20.37\ KN}$$

c-Calcul de l'effort tranchant :

-Tronçon (1) : $\mathbf{0 \leq x \leq 2.4\ m}$

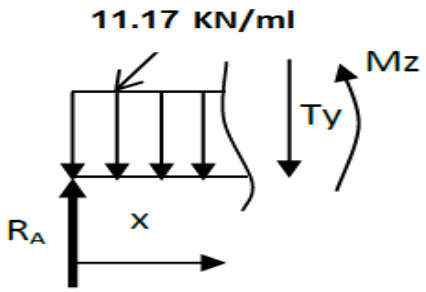


Figure III.2.17: Coupe 1 du schéma statique à l'ELS

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_A - T_y - Q_{s1}x = 0$$

$$T_y = R_A - Q_{s1}x$$

$$T_y = 20.37 - 11.17x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = 20.37\ KN} \\ x = 2.4\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -6.44\ KN} \end{cases}$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

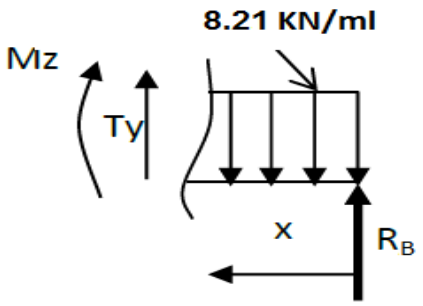


Figure III.2.18: Coupe 2 du schéma statique à l'ELS

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow R_B + T_y - Q_{s2}x = 0$$

$$T_y = -R_B + Q_{s2}x$$

$$T_y = -17.77 + 8.21x$$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{T_y = -17.77\ KN} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{T_y = -6.44\ KN} \end{cases}$

d-Calcul du moment fléchissant :

-Tronçon (1) : $0 \leq x \leq 2.4m$

$$M_z = R_A x - Q_{s1}\frac{x^2}{2}$$

$M_z = 20.37x - 11.16\frac{x^2}{2}$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 2.4\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 16.72\ KN.m} \end{cases}$

-Tronçon (2) : $0 \leq x \leq 1.38\ m$

$M_z = R_B x - Q_{s2}\frac{x^2}{2}$

$M_z = 17.77x - 8.21\frac{x^2}{2}$

Pour : $\begin{cases} x = 0 \rightarrow \boldsymbol{M_z = 0} \\ x = 1.38\ m \rightarrow \boldsymbol{M_z = 16.71\ KN.m} \end{cases}$

e-Calcul du moment fléchissant max :

Le moment fléchissant atteint la valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule, d'où :

$T_y = 0 \rightarrow M_z = max$

$T_y = -11.17x + 20.37 = 0$

$\Rightarrow \boldsymbol{x = 1.82\ m}$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.82\ m$

Donc :

$M_z^{max} = 20.37x - 11.17\frac{x^2}{2}$

$\Rightarrow \boldsymbol{M_z^{max} = 18.57\ KN.m}$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_z^{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement :

-Aux appuis : $M_a = -0.3M_z^{max} = \boldsymbol{-5.57\ KN.m}$

-En travée : $M_t = 0.85M_z^{max} = \boldsymbol{15.78\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

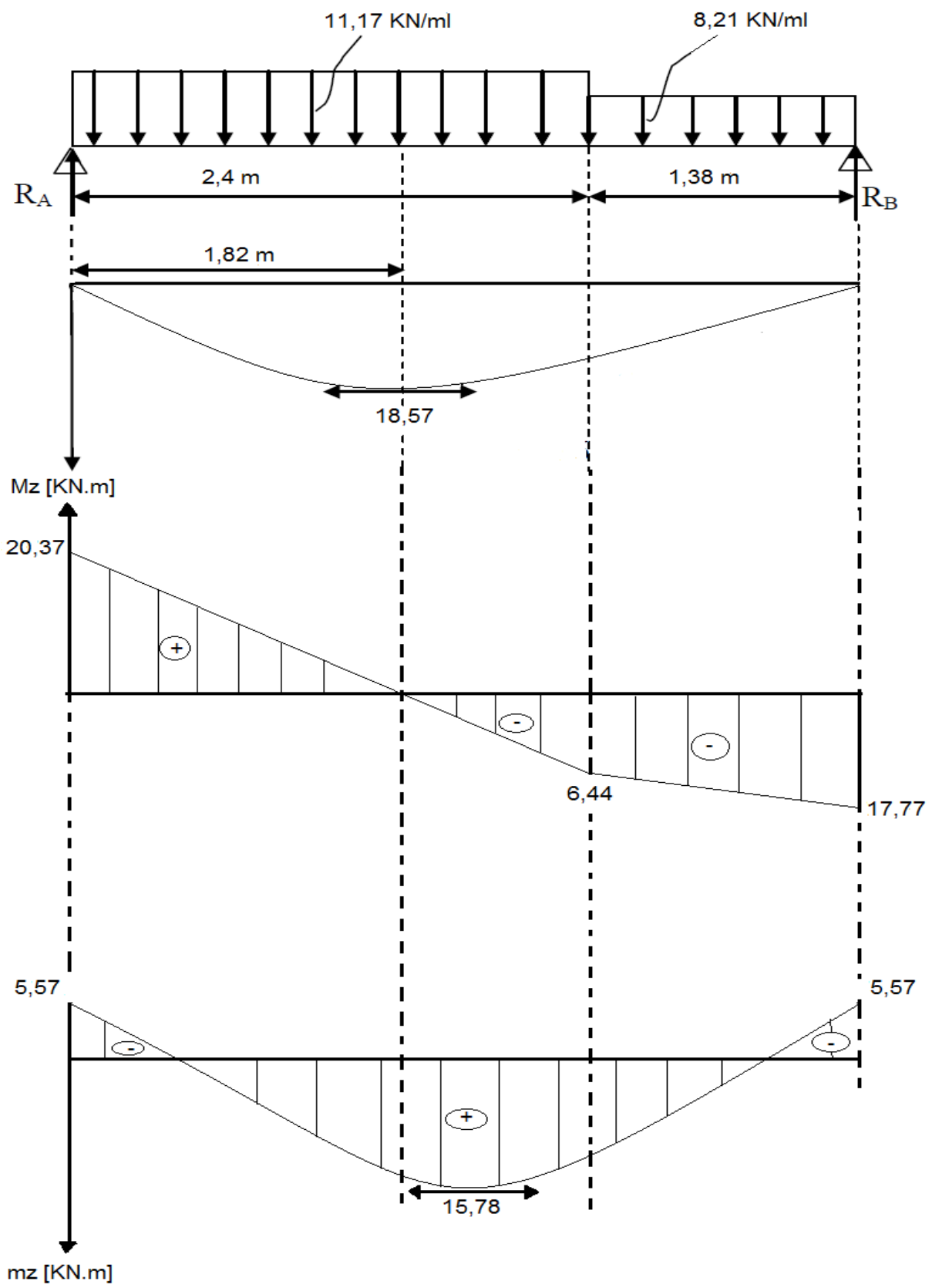


Figure III.2.19: Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.2.7.Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire, donc la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

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

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15\ MPa}$

- **Volée 1 :**
- **Aux appuis :** $A_a = 3.93\ cm^2$; $M_a = 6.55\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = \mathbf{0.283}$$

$$\rho_1 = 0.283 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44{,}52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.55 \times 10^6}{0.916 \times 140 \times 393} = 129{,}96\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{129{,}96}{44{,}52} = \mathbf{2{,}92\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2{,}92\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **En travées :** $A_t = 5{,}65\ cm^2$; $M_t = 18.56\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5{,}65}{100 \times 14} = \mathbf{0.408}$$

$$\rho_1 = 0.408 \rightarrow \beta_1 = 0.902 \rightarrow K_1 = 36{,}02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.56 \times 10^6}{0.902 \times 140 \times 565} = 260{,}13\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{260{,}13}{36{,}02} = \mathbf{7{,}22\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7{,}22\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Volée 2 :**
- **Aux appuis :** $A_a = 3{,}93\ cm^2$; $M_a = 5.57\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3{,}93}{100 \times 14} = \mathbf{0.283}$$

$$\rho_1 = 0.283 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44{,}52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.57 \times 10^6}{0.916 \times 140 \times 393} = 110{,}52\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{110{,}52}{44{,}52} = \mathbf{2{,}48\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2{,}48\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **En travées :** $A_t = 5.65\ cm^2$; $M_t = 15.78\ KN.m$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = \mathbf{0.404}$$

$$\rho_1 = 0.404 \rightarrow \beta_1 = 0.902 \rightarrow K_1 = 36.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{15.78 \times 10^6}{0.902 \times 140 \times 565} = 221.17\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{221.17}{36.02} = \mathbf{6.14\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.14\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

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

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

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- **Volée 1 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{0.16}{4.08} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ non\ vérifiée}$$

- **Volée 2 :**

$$\frac{h}{L} = \frac{0.16}{3.78} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ non\ vérifiée}$$

$\Rightarrow$ ***Conclusion***:

Les premières conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**
- **Volée 1 :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{408}{500} = \mathbf{0.816\ cm}$$

Avec : $q_s = \max(q_{s1}\ ;\ q_{s2}) = 11.16\ KN/ml$

E_v: *module de déformation différé* $(3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\ MPa)$

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

$$\mathrm{I} = \frac{b}{3}[V_1^3 + V_2^3] + 15(V_2 - c)^2 A_t$$

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

$$V_2 = h - V_1$$

B_0 : *surface de la section homogène* $(b \times h + 15A_t)$

$S_{xx'}$: *moment statique de la section homogène* $(\frac{bh^2}{2} + 15A_t d)$

$$B_0 = 100 \times 16 + 15 \times 5{,}65 = 1684{,}75\ cm^2$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5{,}65 \times 14 = 13986{,}5\ cm^3$$

$$V_1 = \frac{13986{,}5}{1684{,}75} = 8.30\ cm$$

$$V_2 = 16 - 8.30 = 7.7\ cm$$

$$\mathrm{I} = \frac{100}{3}[8.30^3 + 7.7^3] + 15 \times 5{,}65 \times (7.7 - 2)^2 = 37030{,}86\ cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.16 \times 4.08^4 \times 10^8}{10818.86 \times 37030{,}86 \times 10^3} = \mathbf{0.010\ cm}$$

$f = 0.010\ cm < \bar{f} = 0.816\ cm \Rightarrow$ ***Condition vérifiée***

- **Volée 2 :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{378}{500} = \mathbf{0.756\ cm}$$

$$B_0 = 100 \times 16 + 15 \times 5.65 = 1684.75\ cm^2$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 14 = 13986.5\ cm^3$$

$$V_1 = \frac{13986.5}{1684.75} = 8.3\ cm$$

$$V_2 = 16 - 8.3 = 7.7\ cm$$

$$\mathrm{I} = \frac{100}{3}[8.3^3 + 7.7^3] + 15 \times 5.65 \times (7.7 - 2)^2 = 37030.86\ cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.17 \times 3.78^4 \times 10^8}{10818.86 \times 37030.86 \times 10^3} = \mathbf{0.0074\ cm}$$

$$f = 0.0074\ cm < \bar{f} = 0.756\ cm \Rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

III.3.Etude de la poutre palière :

III.3.1.Définition :

La poutre palière est un élément secondaire de section rectangulaire **(b x h)**, avec une portée de **280 cm**, reposant sur deux nus d'appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

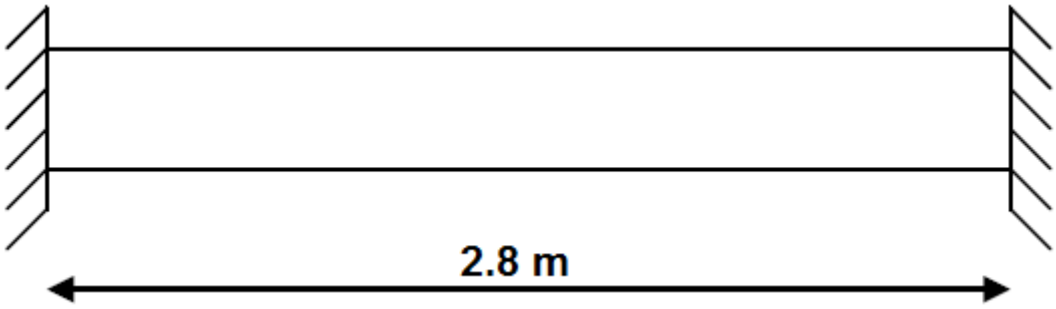


Figure III.3.1: Schéma de la poutre palière

III.3.2-Pré-dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

La hauteur $\boldsymbol{h_t}$ est donnée par la formule suivante : **(selon le Art.7.5.1 /RPA 99/version 2003)**

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

$$\frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \quad \Rightarrow 18.67cm \leq h_t \leq 28cm$$

On opte pour **h = 30cm.**

- **Largeur de la poutre :**

La largeur **b** est donnée par la formule suivante :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \; 12cm \leq b \leq 21cm$$

On opte pour **b = 25cm**

Recommandations de RPA (Art 7.5.1) :

$$\begin{cases} h_t = 30cm \geq 30cm \\ b = 25cm \geq 20cm \\ \dfrac{h_t}{b} = \dfrac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{cases} \quad \rightarrow \boldsymbol{Conditions\ vérifiées}$$

La poutre a pour dimensions **(b X h) = (25 X 30) cm².**

III.3.3.Détermination des charges :

- **Charges permanentes :**
  - **Poids propre de la poutre** : $G_P = 25 \times 0.25 \times 0.30 = \mathbf{1.875KN/ml}$
  - **Poids du mur** : $G_M = 2.36 \times 1.14 = \mathbf{2.69KN/ml}$

$\boldsymbol{G} = G_P + G_M$ = 1.875 + 2.69 = **4.565 KN/ml**

- **Surcharges d'exploitation :**
- **Cas (1) :**

-Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 26.93\ KN$

-Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 19.38\ KN$

- **Cas (2) :**

-Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 24.69\ KN$

-Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 17.77\ KN$

III.3.4.Combinaison de charge :

- **Cas (1) :**
- ✓ **ELU :**

$q_{u1} = 1.35G + R_u = 1.35 \times 2.69 + 26.93$

$\boldsymbol{q_{u1} = 30.56\ KN/ml}$

- ✓ **ELS :**

$q_{s1} = G + R_s = 2.69 + 19.38$

$\boldsymbol{q_{s1} = 22.07\ KN/ml}$

- **Cas (2) :**
- ✓ **ELU :**

$q_{u2} = 1.35G + R_u = 1.35 \times 2.69 + 24.69$

$\boldsymbol{q_{u2} = 28.32\ KN/ml}$

- ✓ **ELS :**

$q_{s2} = G + R_s = 2.69 + 17.77$

$\boldsymbol{q_{s2} = 20.46\ KN/ml}$

III.3.5.Calcul à l'ELU :

- **Calcul des efforts internes :**

a-Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30.56 \times 2.8^2}{8} = \mathbf{29.949\ KN.m}$$

b-Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{30.56 \times 2.8}{2} = \mathbf{42.784\ KN}$$

Remarque :

En tenant compte de l'effet du semi-encastrement, on aura :

-Aux appuis : $M_a^{max} = -0.3M_u = -0.3 \times 29.949 = \mathbf{-8.985\ KN.m}$

-En travée : $M_t^{max} = 0.85M_u = 0.85 \times 29.949 = \mathbf{25.457\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

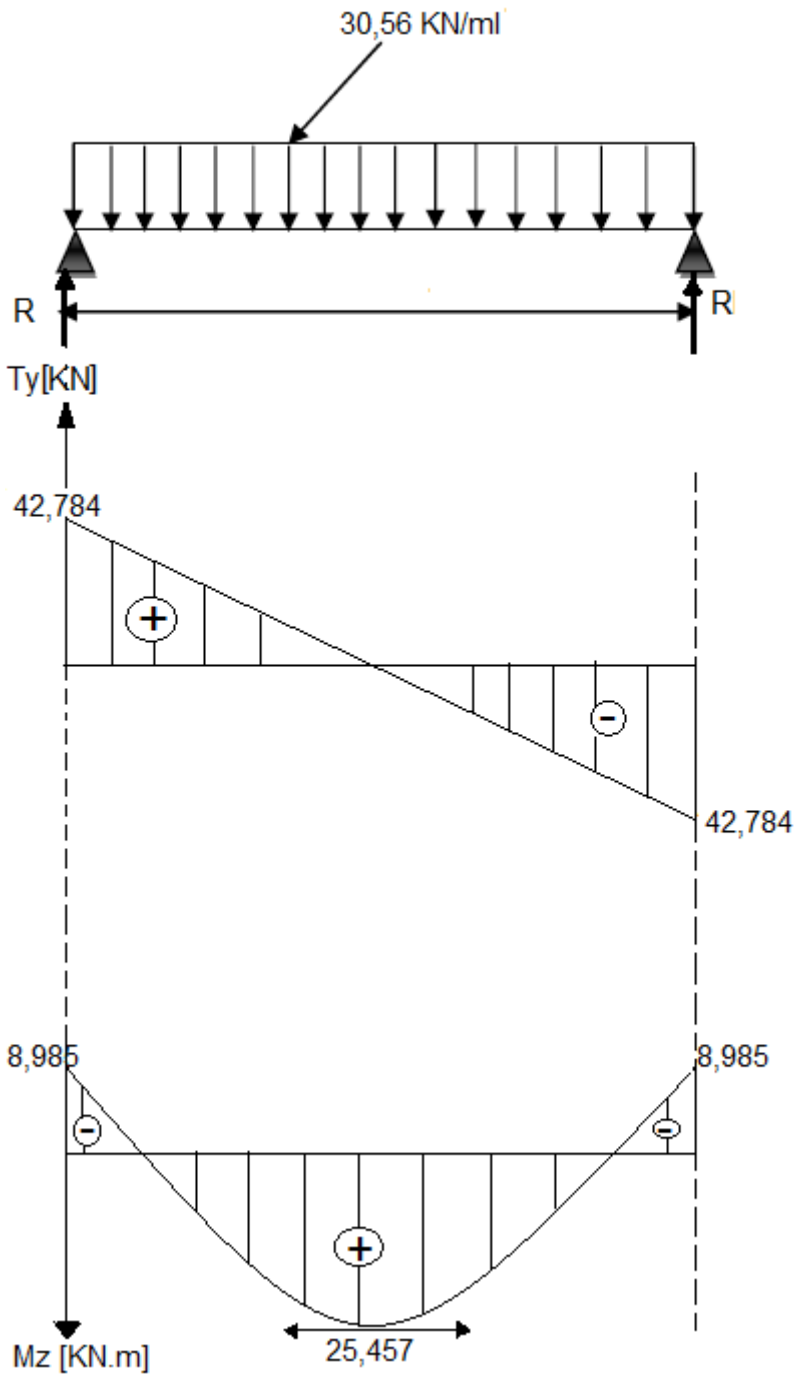


Figure III.3.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.6.Calcul des armatures :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.949 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = \mathbf{0.108}$$

$$\mu = 0.108 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$$

$\mu = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29.949 \times 10^3}{0.943 \times 28 \times 348} = \mathbf{3.26\ cm^2}$$

On prend : $\boldsymbol{A_t = 3HA12 = 3.39\ cm^2}$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.985 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = \mathbf{0.032}$$

$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.985 \times 10^3}{0.984 \times 28 \times 348} = \mathbf{0.97\ cm^2}$$

On prend : $\boldsymbol{A_a = 3HA10 = 2.36\ cm^2}$

III.3.7.Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28\frac{2.1}{400} = \mathbf{0.845\ cm^2}$$

-En travée : $A_t = 3.39\ cm^2 > A_{min} = 0.845\ cm^2 \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

-Aux appuis : $A_a = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 0.845\ cm^2 \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = min\{3.33MPa; 5MPa\} = \mathbf{3.33\ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{42.784 \times 10^3}{250 \times 280} = \mathbf{0.611\ MPa}$$

$\tau_u = 0.611\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. 5.1.3.2, BAEL)**
  - **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_a}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{4000}\left(42.784 \times 10^2 + \frac{8.985 \times 10^3}{0.9 \times 28}\right) = \mathbf{1.332\ cm^2}$$

$A_a = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.332\ cm^2 \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u \quad ; avec: \bar{T}_u = \frac{0.4 f_{c28} 0.9bd}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 250 \times 280}{1.5} = \mathbf{420\ KN}$$

$T_u = 42.784\ KN < \bar{T}_u = 420\ KN \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\ MPa}$$

Avec $\sum U_i$: $Somme\ des\ périmètres\ utiles\ des\ armatures$

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 = \mathbf{11.304cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.784 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = \mathbf{1.5\ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.5\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

Donc il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \ Avec: \ \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32\ cm}$$

La longueur de scellement dépasse du poteau à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet :

$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93\ cm$

Soit $\boldsymbol{L_c = 17\ cm}$.

- **Armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\emptyset \leq min\left\{\emptyset_l\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = min\{12\ ;8.57\ ;25\} = \mathbf{8.57\ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en $\emptyset\mathbf{8}$.

Donc on opte pour $\boldsymbol{A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2}$.

- **Espacement des barres :**
  - **BAEL 91 (A.5.1,22) :**

$$S_t \leq min\{0.9d\ ;40cm\} = min\{25.2\ ;40cm\} = \mathbf{25.2\ cm}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 25\ cm}$.

- **RPA 2003 (A.7.5.2.2) :**

$$A_t \geq 0.003S_t b\ \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = \mathbf{26.8\ cm}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 25cm}$

L'espacement est donné suivant deux zones :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\ ;12\emptyset\right\} = min\{7.5\ ;14.4\} = \mathbf{7.5\ cm}$$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 7\ cm}$

- **Zone courante :**

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

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

III.3.8.Calcul à l'ELS :

- **Calcul des efforts internes :**

a-Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.07 \times 2.8^2}{8} = \mathbf{21.628\ KN.m}$$

b-Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22.07 \times 2.8}{2} = \mathbf{30.898\ KN}$$

Remarque :

En tenant compte de l'effet du semi-encastrement, on aura :

-Aux appuis : $M_a^{max} = -0.3M_s = -0.3 \times 21.628 = \mathbf{-6.488\ KN.m}$

-En travée : $M_t^{max} = 0.85M_s = 0.85 \times 21.628 = \mathbf{18.384\ KN.m}$

- **Diagramme des efforts internes :**

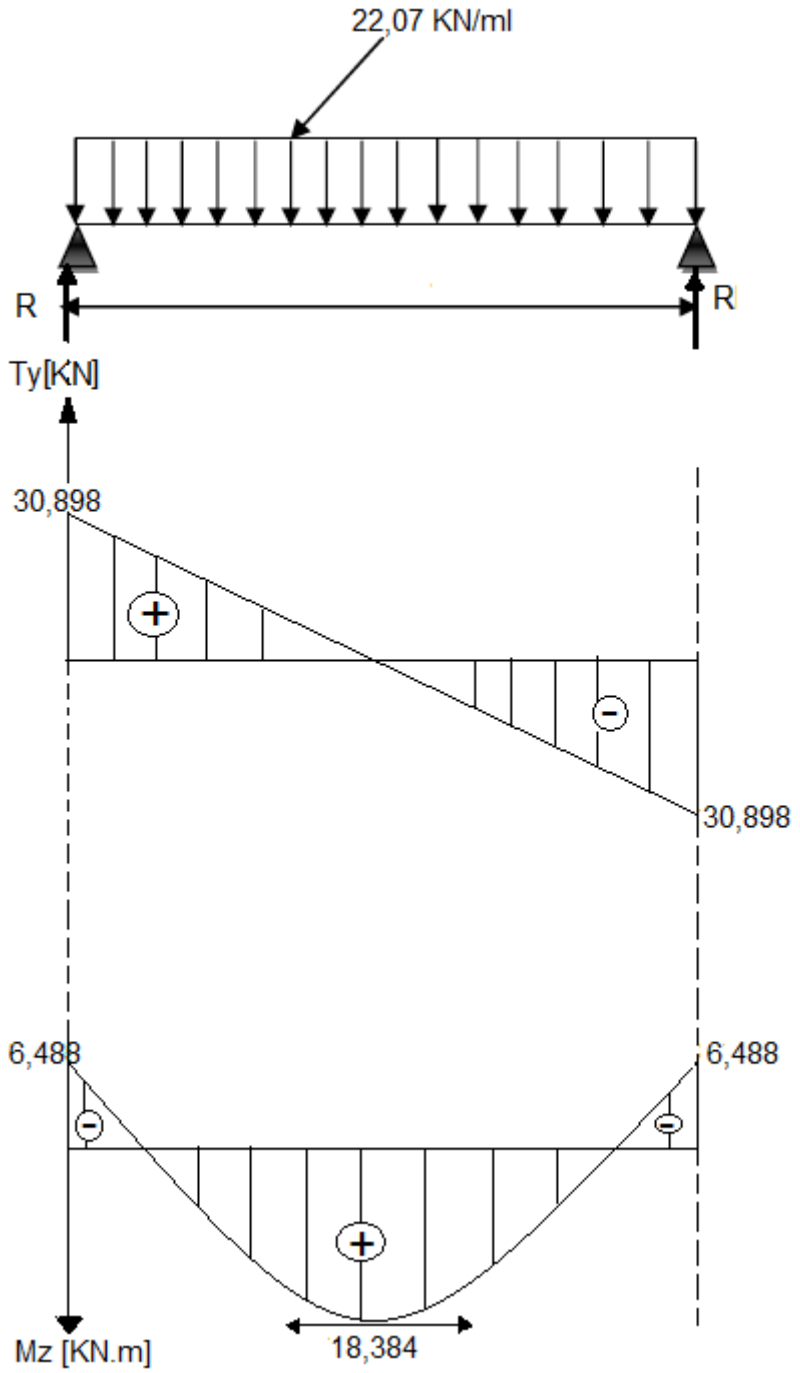


Figure III.3.3: Diagramme de efforts internes à l'ELS

III.3.9.Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables donc aucune vérification n'est à effectuer.

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

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

➢ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = \mathbf{0.342}$$

$\rho_1 = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow K_1 = 39.95$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.488 \times 10^6}{0.909 \times 280 \times 236} = 108.01\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{108.01}{39.95} = \mathbf{2.7\ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.7\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

➢ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = \mathbf{0.483}$$

$\rho_1 = 0.483 \rightarrow \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.384 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 339} = 216.4\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216.4}{32.62} = \mathbf{6.63\ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.63\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Etat limite de déformation :**

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

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

$* \ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

$* \ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$* \ \frac{h}{L} = \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow Condition\ vérifiée$

$* \ \frac{h}{L} = \frac{30}{250} = 0.12 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{18.384}{10 \times 21.628} = 0.085 \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

$* \ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

→Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

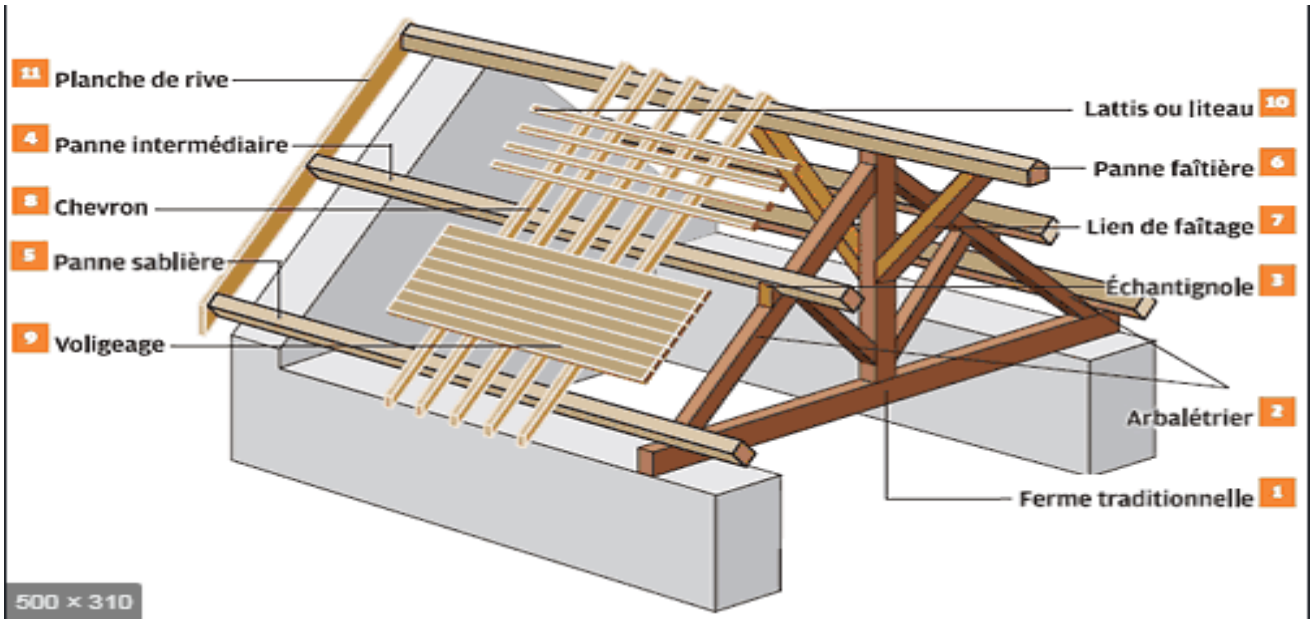
III.4.Etude de la toiture :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisée par deux versants inclinés de 20°, pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs-pignons.

III.4.1.Les différents éléments de la charpente :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
- Murs pignons

Dans cette étude, nous déterminerons les efforts revenant à chaque éléments (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.



III.4.2.Détermination des charges et surcharge : (D.T.R B.C.2.2)

► Charges permanentes: **G = 0.5 KN/m².**

Poids de la tuiles (liteaux compris) = 0.4 KN/m2

Poids des pannes et chevrons = 0.1 KN/m2

► Charges d'exploitation: **Q = 1 KN/m².**

❖ **Combinaisons des charges:**

✓ **L'E.L.U :**

q_u= 1.35G+1.5Q

q_u= (1.35x0.5)+(1.5x1)= 2.175 ⇒ **q_u=2.175 KN/m²**

- ✓ **L'E.L.S :**

q_s=G+Q

qs=0.5+1=1.5 KN/m2 ⇒ **q_s=1.5KN/m²**

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché, c'est pour cela que notre choix se porte sur les sections les plus commercialisée. On adopte les sections suivantes :

- pannes : (12 x 25) cm².
- chevrons : (7 x 9) cm².
- Liteaux :(4 x 5) cm².
- **Calcul des poids :**

• **Poids de la panne** :

$P_p = (0.12 \times 0.25) \times \rho_{bois}R$ avec : $\rho_{bois}R = 6\ KN/m^3(D.T.R)$

$\boldsymbol{P_p} = (0.12 \times 0.25) \times 0.14 = \mathbf{0.0033}\boldsymbol{KN/ml}$

• **Poids de chevrons** :

Pc = (0,07x 0,09) x6 = **0,037 KN/ml**.

• **Poids des liteaux** :

Pl = (0,04x0, 05) x6 = **0,002 KN /ml**.

III.4.3.Détermination des efforts revenant à chaque élément :

- ➢ **Efforts revenant aux pannes :**

Espacement des pannes : 1.2m ≤ep≤ 1.8

L'espacement des pannes **e_p= 1.5m.**
La portée des pannes est de 3,20m.

q**p**= qu x ep
qp = 2.17x1,50 = **3.255 KN/ml**

- ➢ **Effort revenants aux chevrons :**

Espacement des chevrons: 0.2m ≤ e ≤ 0.6m

L'espacement des chevrons e_c= 0,5m.
Portée des liteaux Lc = 1.5m.
q**c**= qu x ec
qc = 2.175x0.50 = 1.0875 KN/ml
q_c= 1.0875 KN/ml

- ➢ **Efforts revenant aux liteaux :**

L'espacement des liteaux e_l = 0,32m.

Portée des liteaux L_l= 0.5m.

q**l**= qu x el
ql= 2.175x0, 32= 0.696 KN/ml
ql = 0.696 KN/ml

III.4.4.Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles **CB71**, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est σ_f **= 142daN/cm²**

III.4.4.1.Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ;
Elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p.

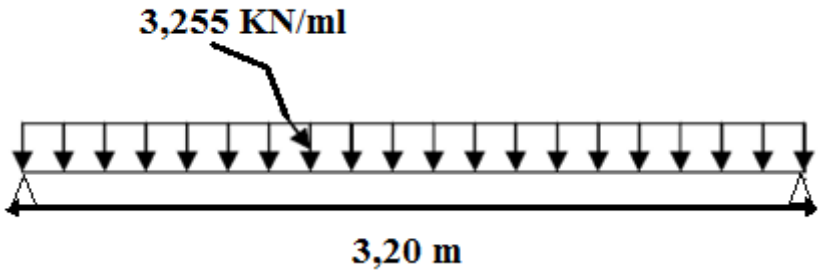


Figure III.4.1: Schéma chargement de la panne

- **Détermination de q_y, q_z :** α=20°

Suivant l'axe yy : $\mathbf{q_y} = q_p \sin \alpha = 3.255 \sin 20 =$ **1.11 KN/ ml**

Suivant l'axe zz : $\mathbf{q_z} = q_p \cos \alpha = 3.255 \cos 20 =$ **3.058 KN/ ml**

- **Moments de flexion :**

Suivant yy : $\mathbf{M_{fy}} = q_{pz} \frac{Lp^2}{8} = 3.058 \times \frac{3.2^2}{8} =$ **3.91 KN m**

Suivant zz : $\mathbf{M_{fz}} = q_{py} \frac{Lp^2}{8} = 1.11 \times \frac{3.2^2}{8} =$ **1.42 KN m**

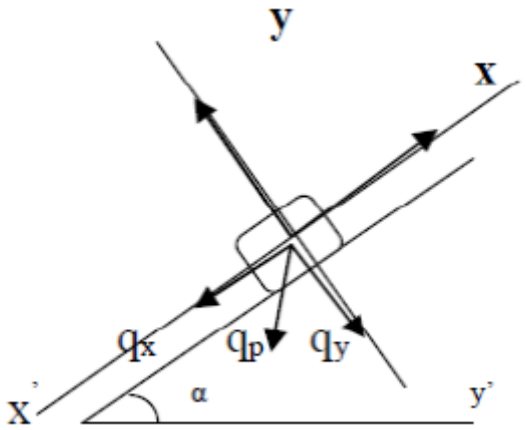


Figure III.4.2: Schéma statique de la panne

- ✓ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_f \leq \overline{\sigma_f}, \quad \text{Avec} : \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

$$V = \frac{h}{2}$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times 25^3}{12} = 15625 \text{ cm}^4$$

$$I_{zz} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{25 \times 12^3}{12} = 3600 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{3.91 \times 10^4}{15625} \times \frac{25}{2} + \frac{1.42 \times 10^4}{3600} \times \frac{12}{2} = \mathbf{54.95\ daN/cm^2}$$

$\sigma_f = 54.95 < \sigma_f = 142$daN/ cm² → **condition vérifiée.**

- ✓ **Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62 /CB71) :**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

La flèche admissible de la panne est : $\overline{\mathbf{f}} = L_p / 300 = 320 / 300 =$ **1.06 cm**

La flèche réelle est donnée par cette formule **:** $f = \frac{5 \times \sigma_f \times Lp^2}{48 \times Ef \times h/2}$

Avec : $E_f = 11000\sqrt{\sigma_f}$: est le module de déformation de la flèche.

$Ef = 11000\sqrt{142} = 131080.128$daN/cm².

$$\mathbf{f} = \frac{5 \times \sigma_f \times Lp^2}{48 \times Ef \times h/2} = \frac{5 \times 54.95 \times 320^2}{48 \times 12 \times 10^4 \times 25/2} = \mathbf{0.39\ cm}$$

$f = 0.39cm < \bar{f} = 1.066cm$ →**La flèche est vérifiée.**

La section de la panne est admissible.

III.4.4.2.Dimensionnement des chevrons:

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

· Espacement des chevrons est prise égal **e_p = 0.5 m**.
· La portée des chevrons est de **l = 1.5m**.

✓ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$

- **Calcul des moments:**

Aux appuis: $M_t = 2/3\ M_0$

En travée : $M_a = 4/5\ M_0$

$\mathbf{M_0} = \frac{qc \times lc^2}{8} = \frac{1.0875 \times 1.5^2}{8} = \mathbf{0.305\ KN.m}$

$\mathbf{M_t} = 0.66M_0 = 0.66 \times 0.305 = \mathbf{0.201\ KN.m}$

$\mathbf{M_{ap}} = 0.8\ M_0 = 0.8 \times 0.305 = \mathbf{0.244\ KN.m}$

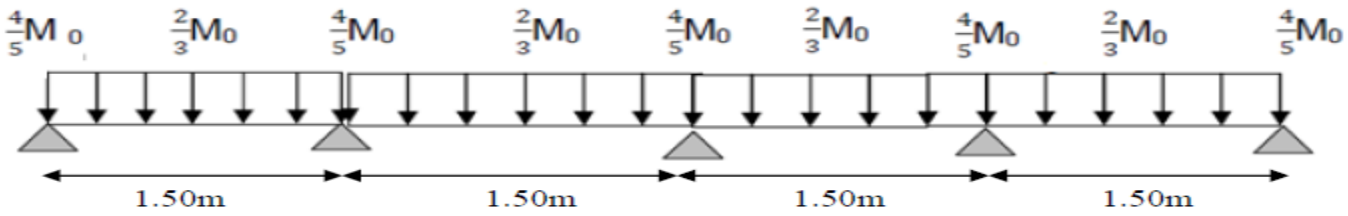


Figure III.4.3: Schéma statique du chargement des chevrons

- **Calcul du module de résistance:**

$\mathbf{W} = \frac{I}{v} = \frac{bxh^2}{6} = \frac{7x9^2}{6} = \mathbf{94.5\ cm^2}$

Ainsi on aura :

Aux appuis: $\sigma_{fa} = \frac{Mfa}{w} = \frac{0.244x10^4}{94.5} = 25.82\ daN/cm^2$

En travée: $\sigma_{f\ t} = \frac{Mft}{w} = \frac{0.201x10^4}{94.5} = 21.269$ daN/cm²

$\sigma_f a$= 25.82 daN/cm²<σf=142daN/cm² → **Condition vérifiée.**

σ_{ft}= 21.269 daN/cm²<σf=142daN/cm² → **Condition vérifiée.**

- ✓ **Vérification de la flèche :**

Selon les règlements **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons,…….).

La flèche admissible des chevrons est $\bar{f}$ = L_c / 200 = 150 / 200 = **0.75 cm**
L_c : la portée de chevrons.

La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \text{ x } \sigma Rf \text{ x } Lc^2}{48 \text{ x } Ef \text{ x } (h/2)}$

Ef = 11000$\sqrt{142}$ = 131080.128 daN/cm².

- ► **Aux appuis** :

$$\mathbf{f_a} = \frac{5 \text{ x } \sigma Rf\,a \text{ x } Lc^2}{48 \text{ x } Ef \text{ x } h/2} = \frac{5 \text{ x } 25.82 \text{ x } 150^2}{48x\ 131080.128x\ 4.5} = \mathbf{0.102\ cm}$$

f_a = 0.102cm < $\bar{f}$ = 0.75cm → **La flèche est vérifiée aux appuis.**

- ► **En travée** :

$$\mathbf{f_t} = \frac{5 \text{ x } \sigma Rf\,t \text{ x } Lc^2}{48 \text{ x } Ef \text{ x } h/2} = \frac{5 \text{ x } 21.26 \text{ x } 150^2}{48x\ 131080.128x\ 4.5} = \mathbf{0.084\ cm}$$

f_t = 0.084cm < $\bar{f}$ = 0.75cm → **La flèche est vérifiée en travée.**

La section de chevron est admissible.

III.4.4.3.Dimensionnement des liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne. On choisit une section de (4 ×5) cm².

✓ **Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \overline{\sigma_f}$$

- **Module de résistance :**

$\mathbf{W_x} = \frac{Ixx}{v} = \frac{bxh^2}{6} = \frac{4x5^2}{6} =$ **16.67 cm²**

$\mathbf{W_y} = \frac{Iyy}{v} = \frac{hxb^2}{6} = \frac{5x4^2}{6} =$ **13.34 cm²**

- **Moments de flexion :** $\alpha = 20°$

$\mathbf{q_{lx}} = q_l \sin \alpha = 0.696 \times sin20° =$ **0.238 KN/ml**

$\mathbf{q_{ly}} = q_l \cos\alpha = 0.696 \times sin20° =$ **0.654 KN/ml**

$\mathbf{M_{fx}} = q_{lx} \times (l^2 / 8) = 0.238 \times \frac{0.5^2}{8} =$ **0.00743 KN.m**

$\mathbf{M_{fy}} = q_{ly} \times (l^2 / 8) = 0.654 \times \frac{0.5^2}{8} =$ **0.02043KN.m**

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.00743x10^4}{16.67} + \frac{0.02043 \times 10^4}{13.34} = \mathbf{19.771\ daN / cm^2}$$

$\sigma_f = 19.771$ daN/ cm² $< \sigma_f = 142$daN/ cm² → **condition vérifiée**.

- **Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]**

Selon les règlements **CBA.71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux…) est :

$\bar{f} = L_l / 200$ avec L_l: la portée de la pièce (liteaux).

$\overline{\mathbf{f}} = 50 / 200 =$ **0.25 cm**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

Avec : $Ef = 11000\sqrt{\sigma_f}$: est le module de déformation de la flèche.

Ef = $11000\sqrt{141.9}$ = 131033.96 daN/cm².

$$f = \frac{5 \text{ x } \sigma Rf \text{ x } Ll^2}{48 \text{ x } Ef \text{ x } (h/2)} = \frac{5 \text{ x } 19.771 \text{ x } 50^2}{48 \text{ x } 131033.96 \text{ x } 5/2} = \mathbf{0.01571\ cm}$$

f = 0.01571 cm < $\overline{f}$ = 0.25 cm → ***La flèche est vérifiée***

Donc la section choisie pour les liteaux est bonne.

❖ Conclusion :

- **Pannes** = (12x 25) cm² avec Lp = 3.20 m.
- **Chevrons** = (7 x 9) cm² avec Lc = 1.5 m.
- **Liteaux** = (4x 5) cm² avec Ll =0.5m.

III.5.Poutre de chainage :

III.5.1.Introduction :

La poutre de chainage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.5.2.Dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

***Hauteur h :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad ; avec\ L_{max} = 330 - 40 = 290\ cm$$

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \quad \rightarrow 19.33 \leq h \leq 29$$

On prend **h = 30 cm**

***Largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend **b = 25 cm**

*Vérification des exigences du RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 25 \geq 20\ cm \ \rightarrow Condition\ vérifiée \\ h \geq 30\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 30 \geq 30\ cm \ \rightarrow Condtion\ vérifiée \\ \frac{h}{b} \leq 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \ \rightarrow Condition\ vérifiée \end{cases}$$

Conclusion :

La poutre de chainage a pour dimensions **(b X h) = (25 X 30) cm².**

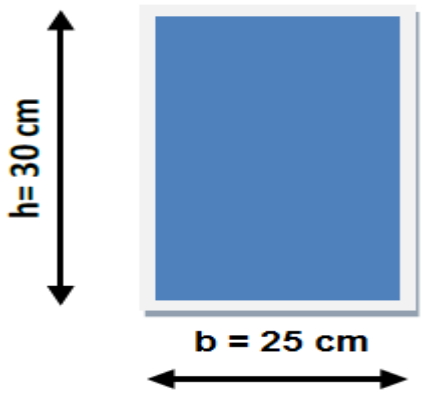


Figure III.5.1 : Dimension de la poutre de chainage

III.5.3.Détermination des charges et surcharges :

***Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\ KN/ml$

-Poids du plancher : $G_{pl} = 5.56\ \frac{0.65}{2} = 1.807\ KN/ml$

-Poids du mur extérieur : $G_M = 2.36\ (3.23 - 0.2) = 7.15\ KN/ml$

G=10.832 KN/ml

***Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5\frac{0.65}{2} = 0.487\ KN/ml$$

III.5.4.Combinaisons de charges :

- **ELU :**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 \times 10.832 + 1.5 \times 0.487$

$\boldsymbol{q_u = 15.354\ KN/ml}$

- **ELS :**

$q_s = G + Q$

$q_s = 10.832 + 0.487$

$\boldsymbol{q_s = 11.319\ KN/ml}$

III.5.5.Etude de la poutre :

- **A l'ELU :**
- **Calcul des efforts internes :**
  - **Moment isostatique :**

$$\boldsymbol{M_u} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15.354 \times 3.3^2}{8} = \boldsymbol{20.9\ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$\boldsymbol{M_t} = 0.85M_u = 0.85 \times 20.9 = \boldsymbol{17.76\ KN.m}$

- **Moment aux appuis :**

$$\boldsymbol{M_a} = -0.3M_u = -0.3 \times 20.9 = \boldsymbol{-6.27\ KN.m}$$

► **Réactions d'appuis :**

$$\boldsymbol{R_A} = \boldsymbol{R_B} = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.354 \times 3.3}{2} = \boldsymbol{25.33\ KN}$$

- **Diagramme des efforts internes :**

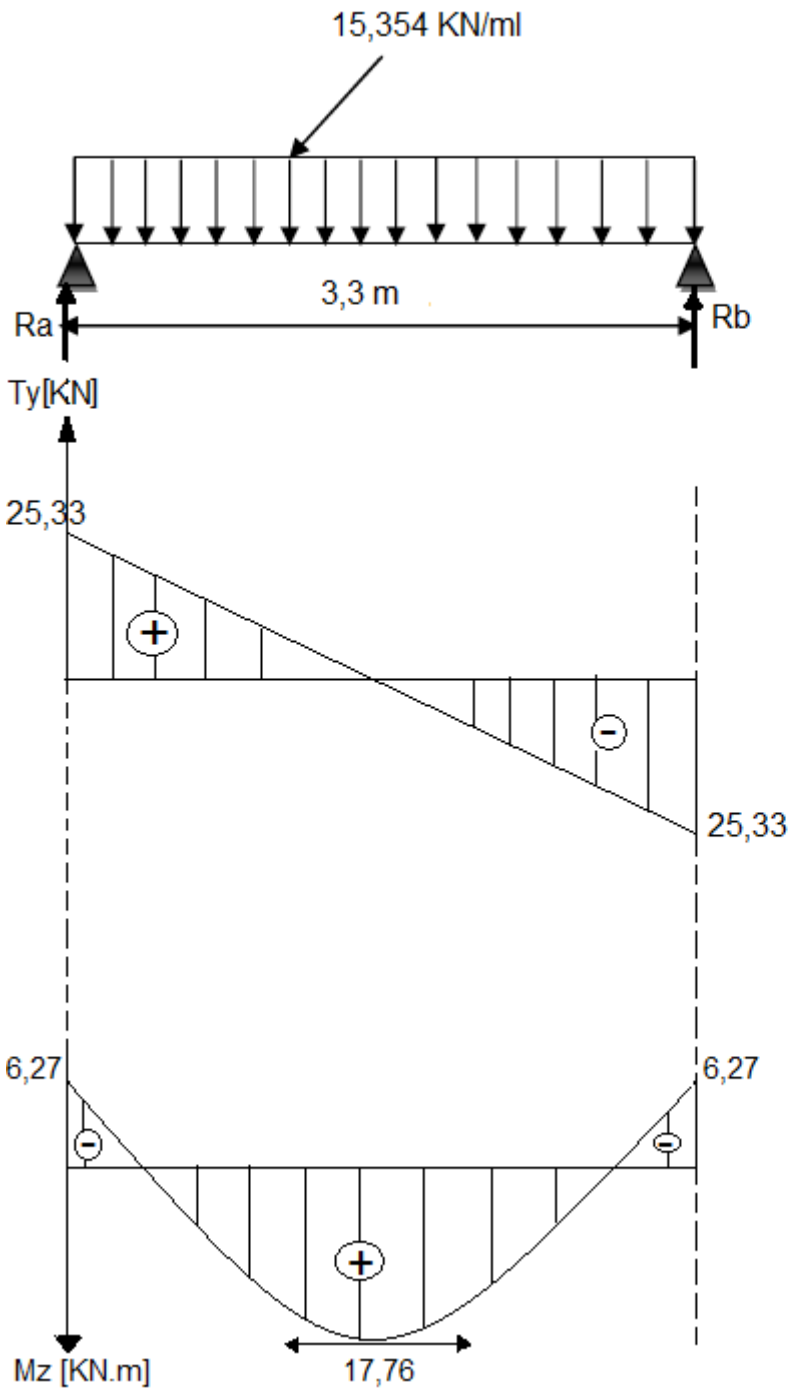


Figure III.5.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

❖ **A l'ELS :**

- **Calcul des efforts internes :**

► **Moment isostatique :**

$$\boldsymbol{M_s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11.319 \times 3.3^2}{8} = \mathbf{15.41}\ \boldsymbol{KN.m}$$

► **Moment en travées :**

$$\boldsymbol{M_t} = 0.85 M_s = 0.85 \times 15.41 = \mathbf{13.098}\ \boldsymbol{KN.m}$$

► **Moment aux appuis :**

$$\boldsymbol{M_a} = -0.3 M_s = -0.3 \times 15.41 = \mathbf{-3.396}\ \boldsymbol{KN.m}$$

► **Réactions d'appuis :**

$$\boldsymbol{R_A} = \boldsymbol{R_B} = \frac{q_s l}{2} = \frac{11.319 \times 3.3}{2} = \mathbf{18.676}\ \boldsymbol{KN}$$

- **Diagramme des efforts internes :**

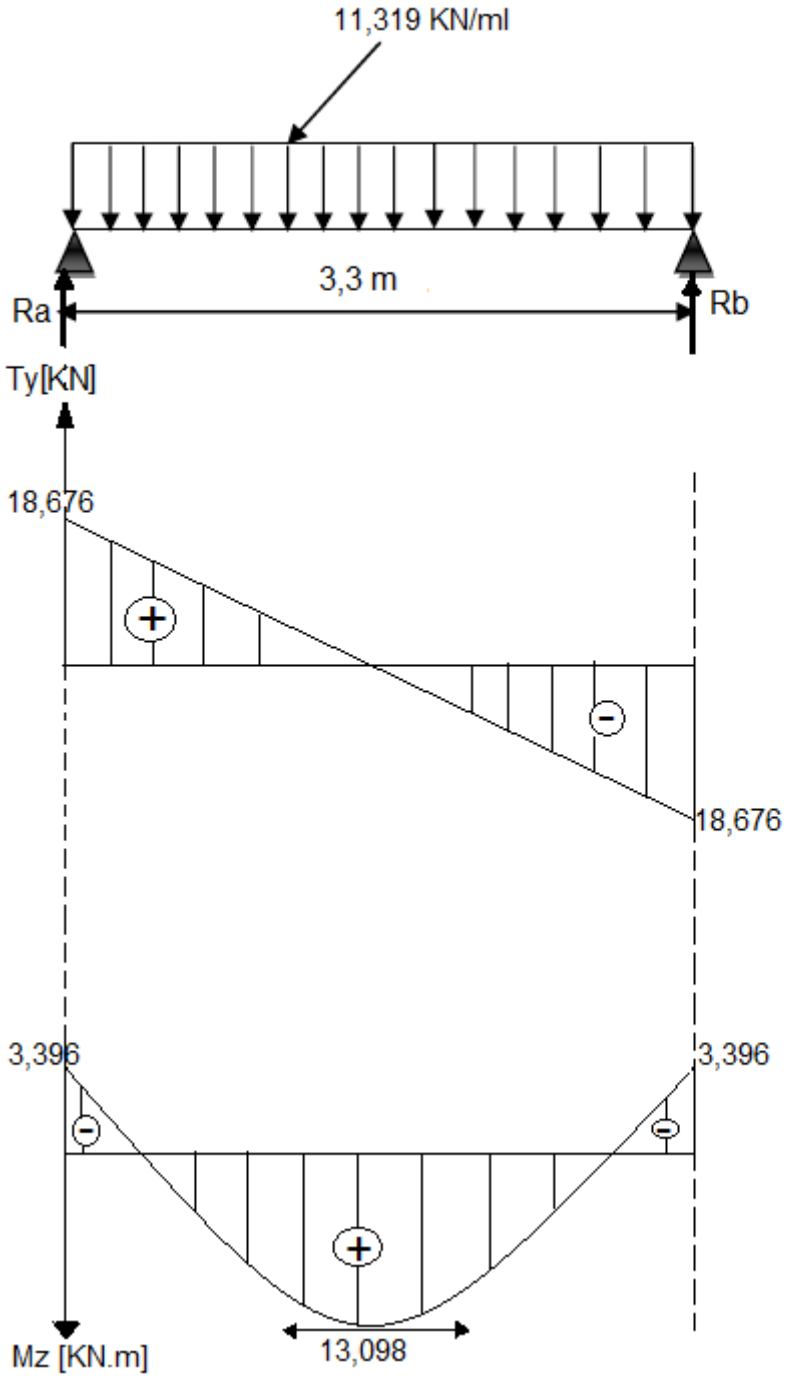


Figure III.5.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.5.6.Calcul des armatures à l'ELU :

- ✓ **Armatures longitudinales :**
- ➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.76 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = \mathbf{0.064}$$

$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.064 \rightarrow \beta = 0.967$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.76 \times 10^3}{0.967 \times 28 \times 348} = \mathbf{1.88\ cm^2}$$

On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.27 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = \mathbf{0.022}$$

$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \boldsymbol{S.S.A}$

$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.27 \times 10^3}{0.989 \times 28 \times 348} = \mathbf{0.65\ cm^2}$$

On adopte : **3HA10 = 2.36 cm²**

- ✓ **Armatures transversales :**
  - **Diamètre :**

$$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right\} = min\left\{\frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1\right\}$$

$\emptyset_t \leq min\{0.86; 2.5; 1\} = \mathbf{0.86\ cm}$

On opte pour $\emptyset_t = \mathbf{8mm}$

- **Espacement :**

$S_t \leq min\{0.9d; 40cm\} = min\{25.2; 40cm\} = \mathbf{25.2\ cm}$

On prend $\boldsymbol{S_t} = \mathbf{25\ cm}$

Selon le RPA :

- **Aux appuis :**

$$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset\right\} = min\{7.5; 12\} = \mathbf{7.5\ cm}$$

$\rightarrow \boldsymbol{S_t} = \mathbf{7\ cm}$

- **En travée :**

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

$\rightarrow\ \boldsymbol{S_t = 15\ cm}$

III.5.7.Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$\boldsymbol{A_{min}} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28\frac{2.1}{400} = \mathbf{0.845\ cm^2}$$

- **En travée** : $A_t = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 0.845\ cm^2\ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$
- **Aux appuis** : $A_a = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 0.845\ cm^2\ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u} = min\{3.33MPa; 5MPa\} = \mathbf{3.33\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{T_u}{bd} = \frac{25.33 \times 10^3}{250 \times 280} = \mathbf{0.362\ MPa}$$

$\tau_u = 0.362\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa\ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

$\rightarrow Pas\ de\ risque\ de\ cisaillement$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. 5.1.3.2, BAEL)**
- **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_a}{0.9d}\right) = \frac{1.15}{400}\left(25.33 \times 10^3 + \frac{6.27 \times 10^6}{0.9 \times 280}\right) = \mathbf{144\ mm^2}$$

$A_a = 2.36\ cm^2 > A_{min} = 1.44\ cm^2\ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

$\rightarrow Les\ armatures\ calculées\ sont\ suffisantes.$

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u\ \ ; avec: \bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28}0.9bd}{\gamma_b}$$

$$\boldsymbol{\bar{T}_u} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 250 \times 280}{1.5} = \mathbf{420\ KN}$$

$T_u = 25.33\ KN < \bar{T}_u = 420\ KN\ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\ MPa}$$

Avec $\sum U_i$: *Somme des périmètres utiles des armatures*

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3.14 \times 1 = \mathbf{9.42\ cm}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{25.33 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = \mathbf{1.067\ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.0.67\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} \ ; \ Avec: \ \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\ MPa}$$

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

La longueur de scellement dépasse la longueur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.1\ cm$$

Soit $\boldsymbol{L_c = 15\ cm}$.

III.5.8.Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables donc aucune vérification n'est à effectuer.

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

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

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = \mathbf{0.342}$$

$$\rho_1 = 0.342 \ \rightarrow \beta_1 = 0.909 \ \rightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.396 \times 10^6}{0.909 \times 280 \times 236} = 56.54\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{56.54}{39.95} = \mathbf{1.42\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.42\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = \mathbf{0.342}$$

$$\rho_1 = 0.342 \ \rightarrow \beta_1 = 0.909 \ \rightarrow K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.098 \times 10^6}{0.909 \times 280 \times 236} = 218.06\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{218.06}{39.95} = \mathbf{5.46\ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

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

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

$$* \ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$* \ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$* \ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

$$* \ \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.098}{10 \times 15.41} = 0.085 \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

$$* \ \frac{A_t}{bd} = \frac{2.36}{25 \times 28} = 0.003 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

→Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **3HA10 = 2.36 cm²**
- **3HA10 = 2.36 cm²**

IV. Modélisation de la structure :

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS.**

IV.I.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur lesconstructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlementsparasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à laréalisation des constructions de manière à minimiser les dégâts sur les constructions.

IV.2.Description De L'ETABS:

L'ETABS (**E**XTENDED **T**HREE DIMENSIONS **A**NALYSIS OF **B**UILDING **S**YSTEMS) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté 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.

IV.3.Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…).
4. Introduction les directions principales de l'étude sismique EX, EY
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

- 1.35G + 1.5Q (l'ELU)
- G + Q (L'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :
G+Q± E
0.8G± E
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
-

D'après **l'article 4.1.2 du RPA99V2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.
Nous allons utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcule de structures (**ETABS 9.6.0**).

IV.3.2.Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS

IV.3.3.La modélisation :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

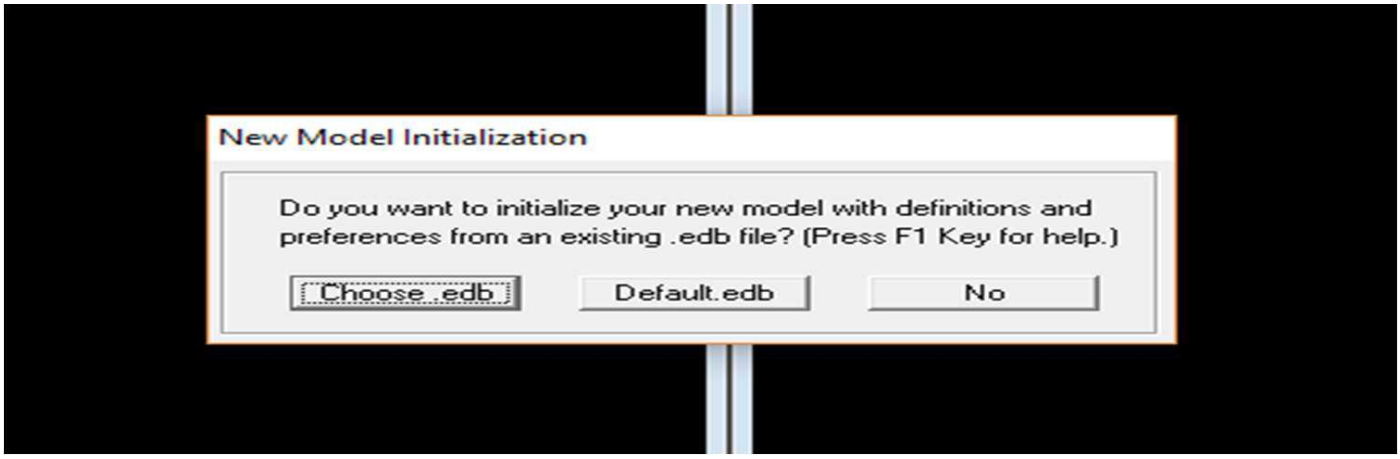
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

- **Choix d'unité :**

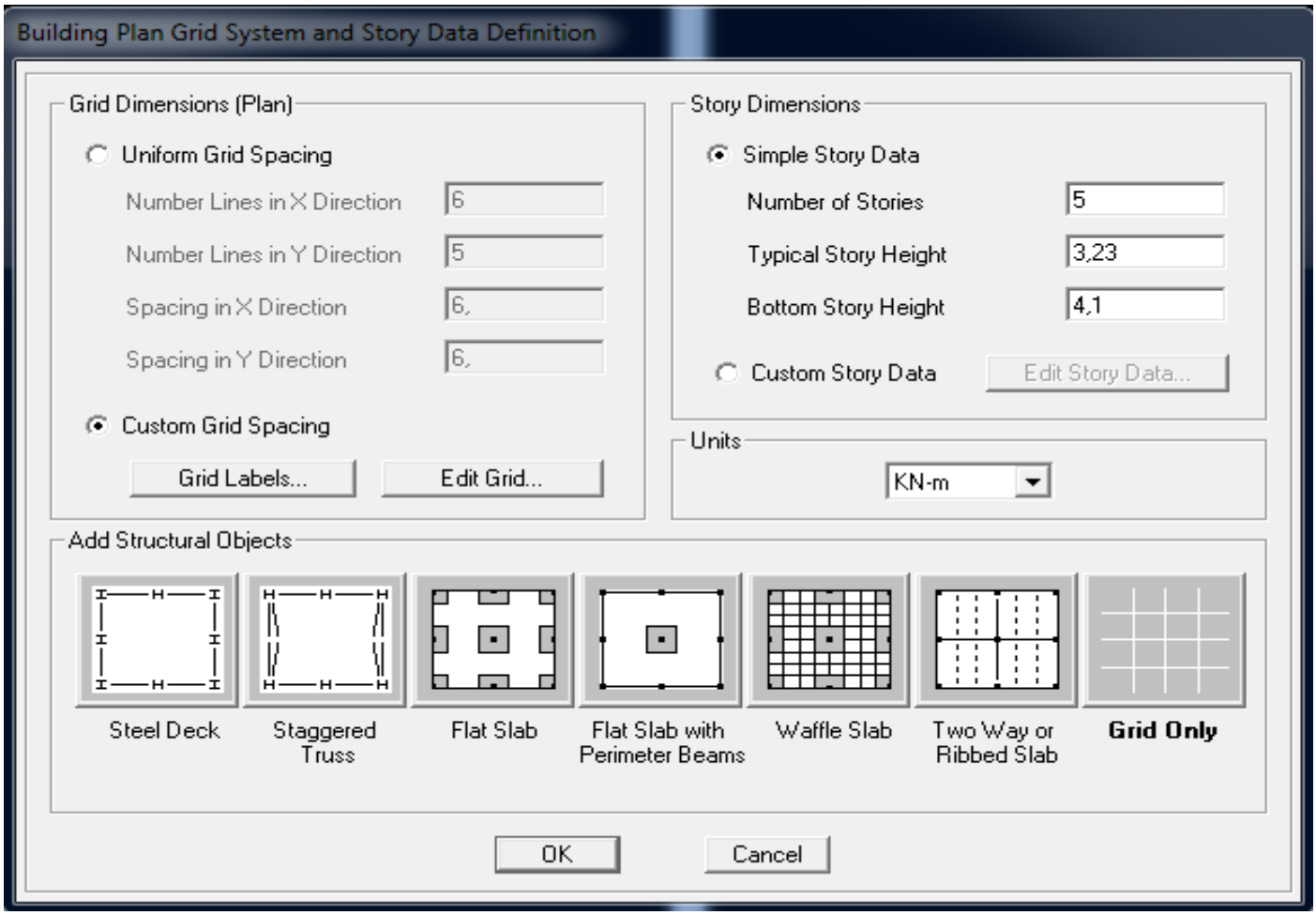
On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. En bas de l'écran,
On sélectionne **kN.m** comme unité de base pour les forces et déplacement.

- **Géométrie de la structure :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File New model



On clique sur **Default.edb** et on aura la fenêtre ci-dessous

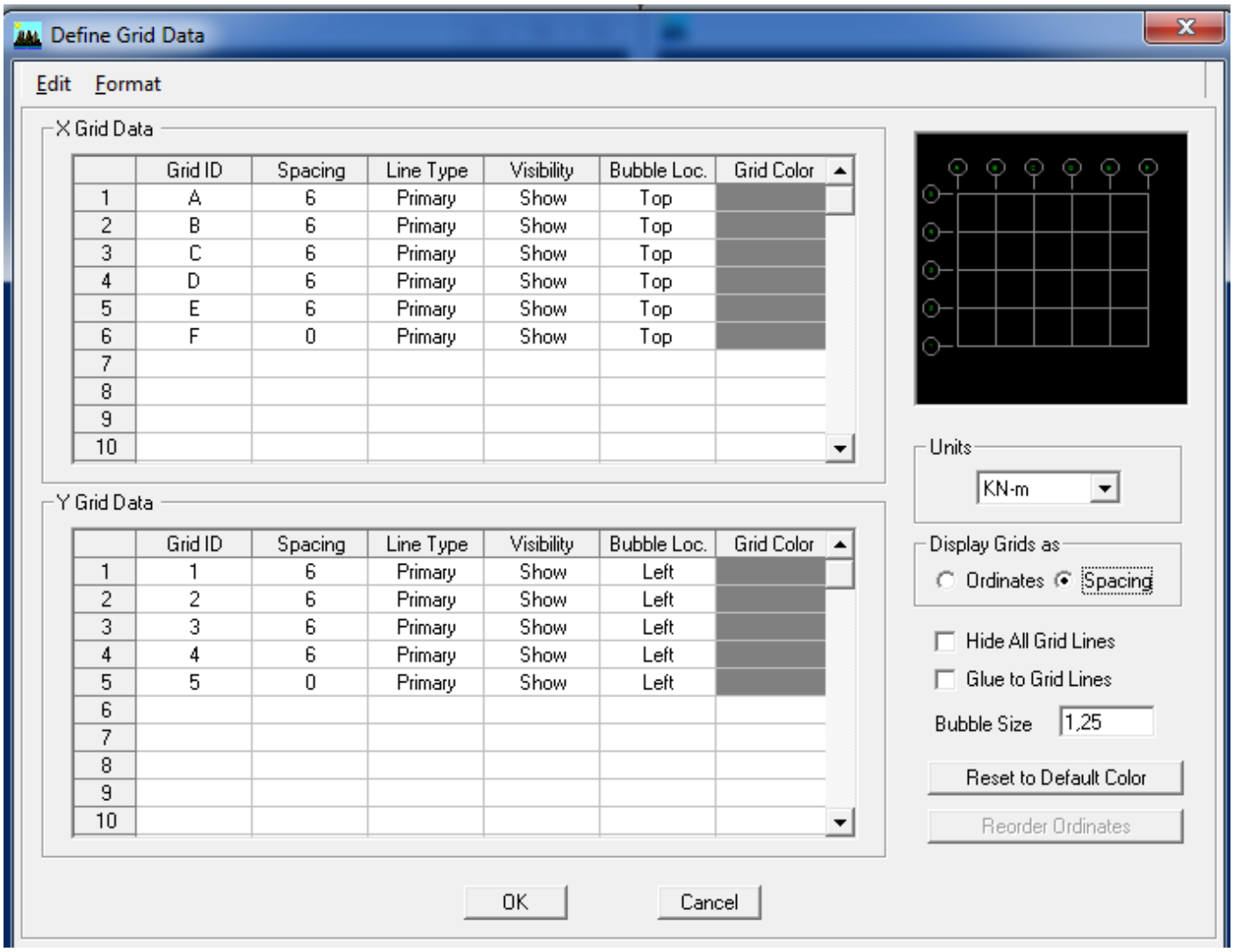


Cette option nous permet d'introduire le nombre de portiques suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

- Le nombre des lignes dans la direction X **(Numberlines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y **(Numberlines in Y direction)**

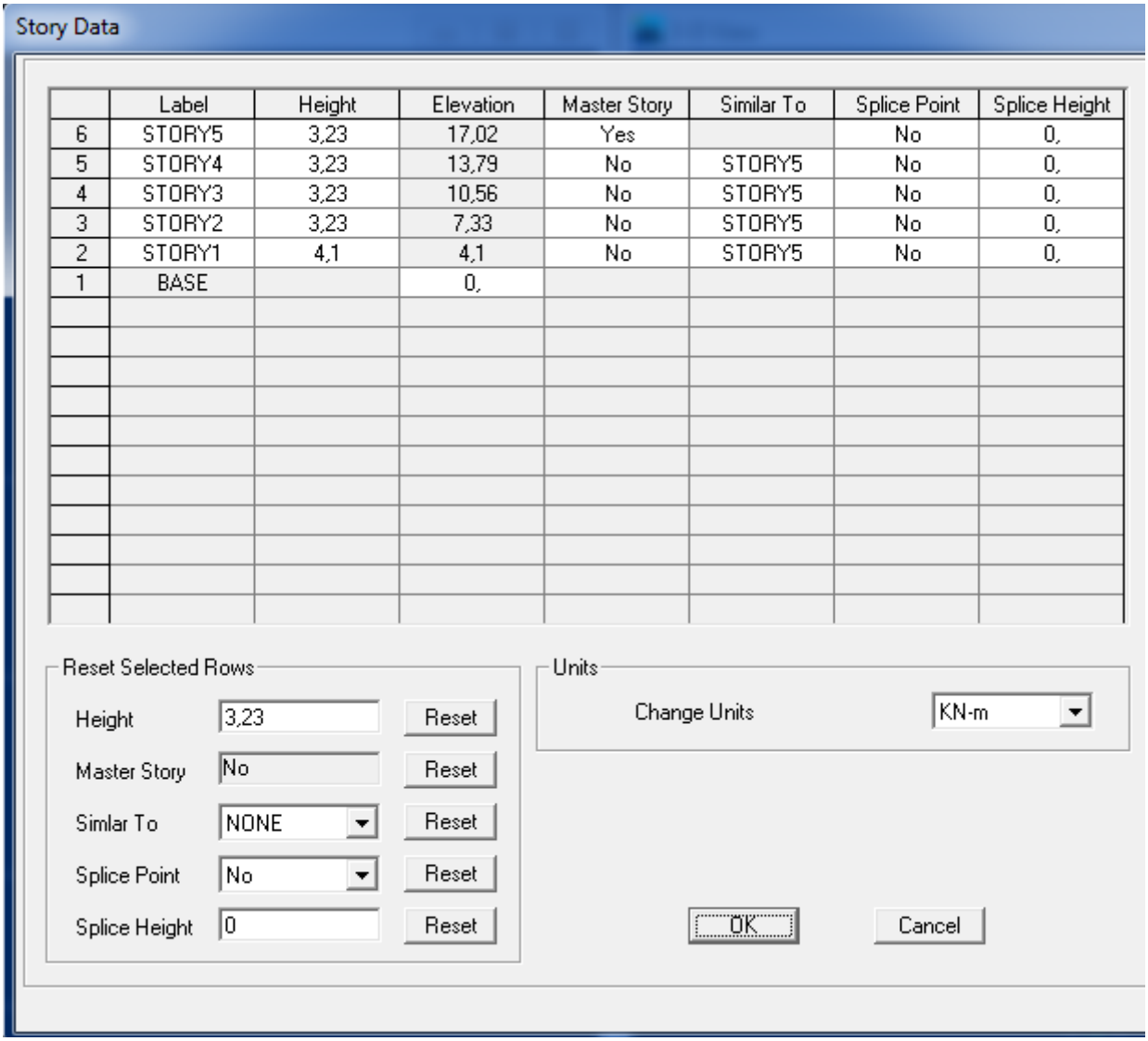
- Hauteur d'étage **(story High)**
- Langueur de travée dans le sens de X **(Spacing in X direction)** (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y **(Spacing in Y direction)** (Entre axes)
- Le nombred'étage (**Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant **(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC) **(bottom story hight)**

Cliquons sur la case **Custom GridSpacing**puis **Edit Grid,** la fenêtre suivante s'affiche :



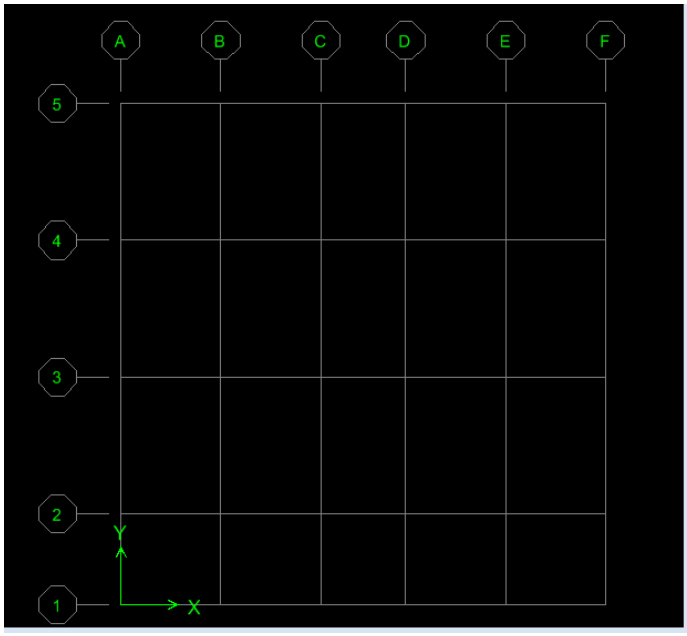
- On coche la case Spacing
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

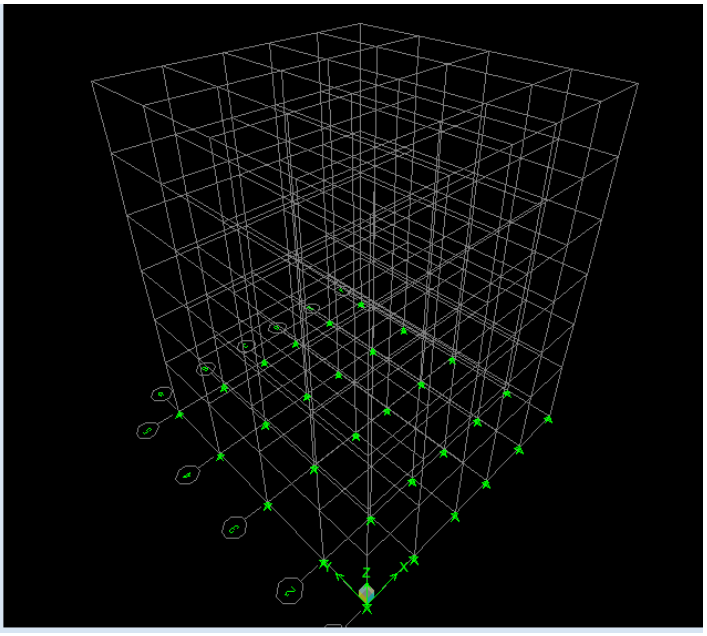
Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
6	STORY5	3,23	17,02	Yes		No	0,
5	STORY4	3,23	13,79	No	STORY5	No	0,
4	STORY3	3,23	10,56	No	STORY5	No	0,
3	STORY2	3,23	7,33	No	STORY5	No	0,
2	STORY1	4,1	4,1	No	STORY5	No	0,
1	BASE		0,				

NB :
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.
Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.





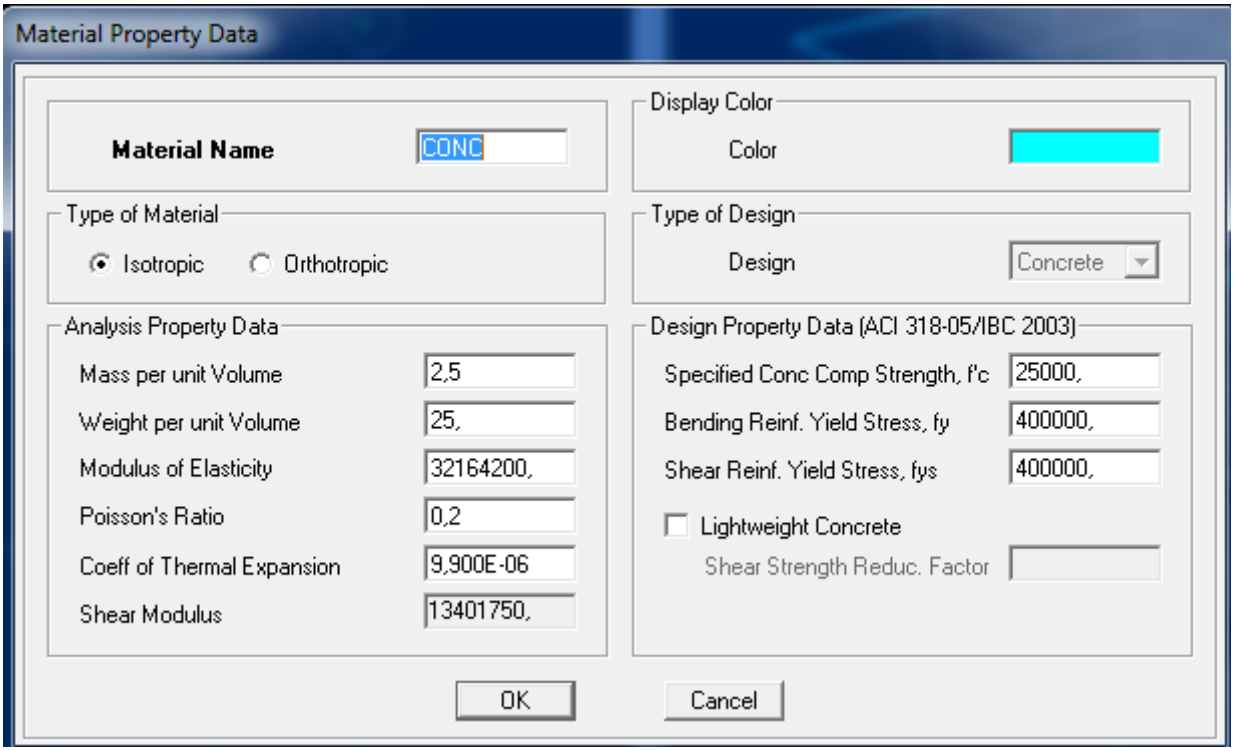
- **Matériau :**

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

DefineMaterialproperty

On sélectionne le matériau **CONC**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure ci-dessous.



Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

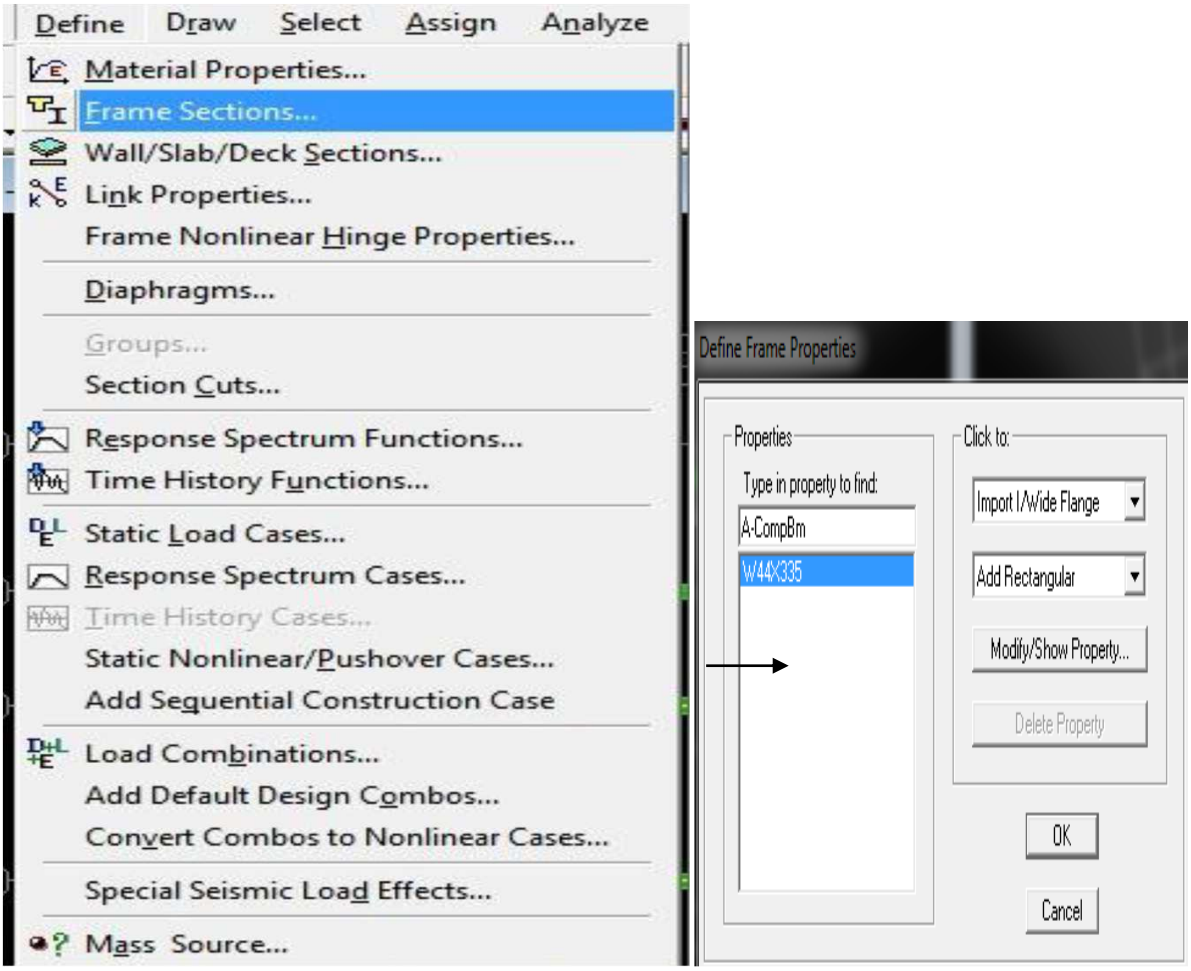
1- Masse volumique du béton = 2,5kN

2- Poids volumique du béton = 25kN

3- Module d'élasticité du béton = 32164200 kN
4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

- **Définition des sections :**

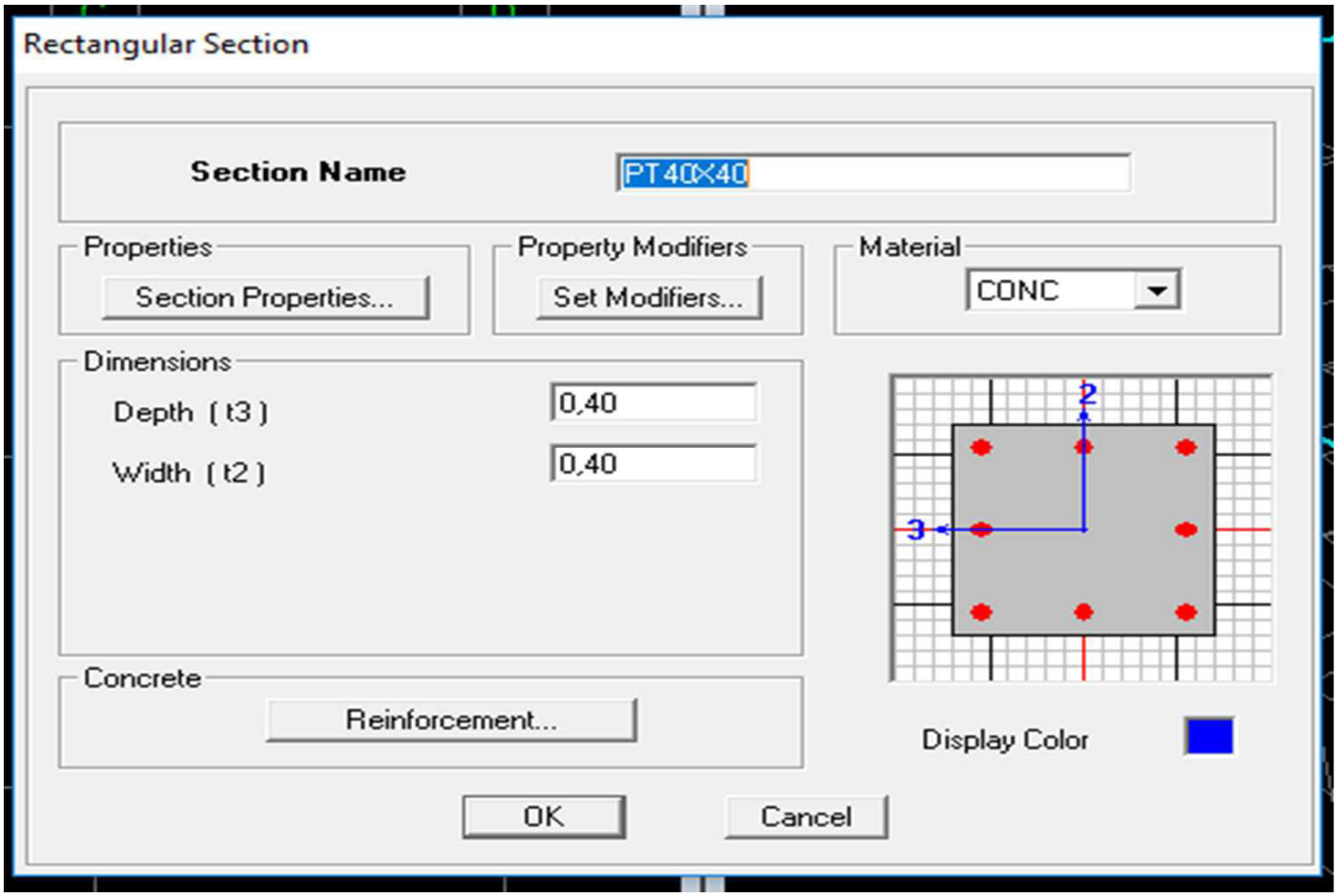
Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tout ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



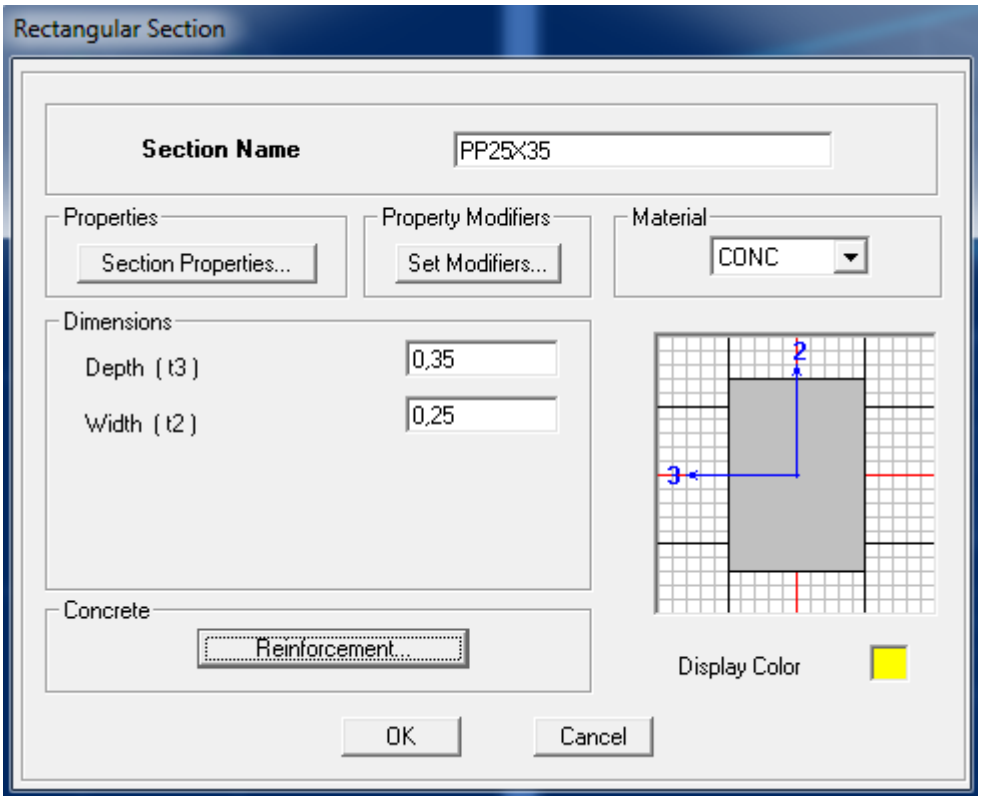
On choisit **AddRectangular**

- **Les poteaux :**

La boîte de dialogue ci-dessous nous permet de :
- définir la géométrie de la section :
-Nom de la section : **Section Name**
-Matériel : béton
1er type :(0,40×0,40)
Hauteur : Depth : 0,4
Largeur: width: 0,4
2emetype :(0,35×0,35)
3emetype :(0,30×0,30)


Rectangular Section
Section Name
PT40X40
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
CONC
Dimensions
Depth (t3)
0,40
Width (t2)
0,40
Concrete
Reinforcement...
Display Color
OK
Cancel

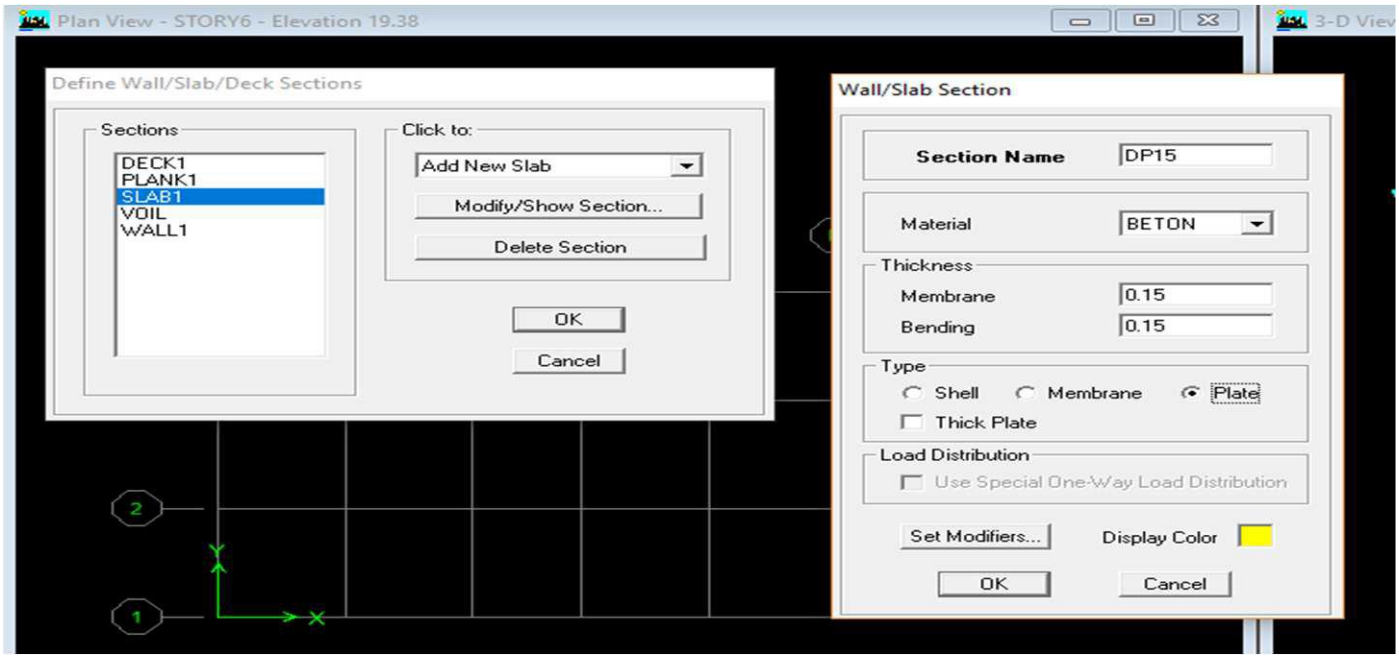
- **Les poutres :**


Rectangular Section
Section Name
PP25X35
Properties
Section Properties...
Property Modifiers
Set Modifiers...
Material
CONC
Dimensions
Depth (t3)
0,35
Width (t2)
0,25
Concrete
Reinforcement...
Display Color
OK
Cancel

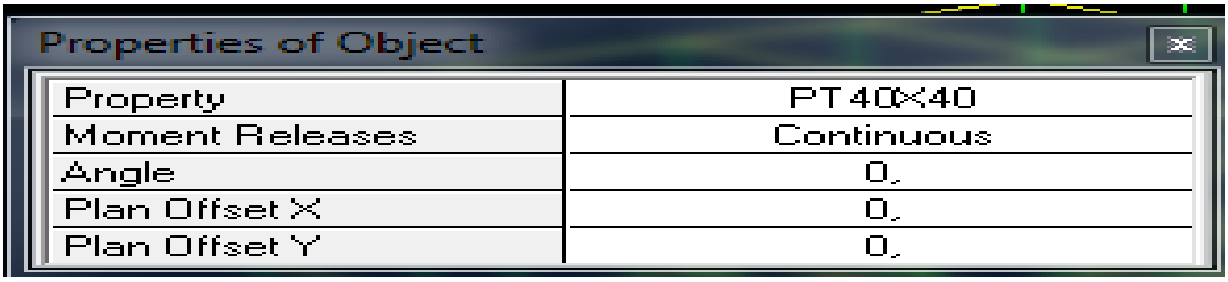
Poutre Principale (0.25x0.35)
Poutre secondaire (0,25x0,30)
Poutre de chainage (0,25x0,30)
Poutre palière (0,25x0,30)
Poutre de la toiture (0,25x0,30)

Les éléments plaques :

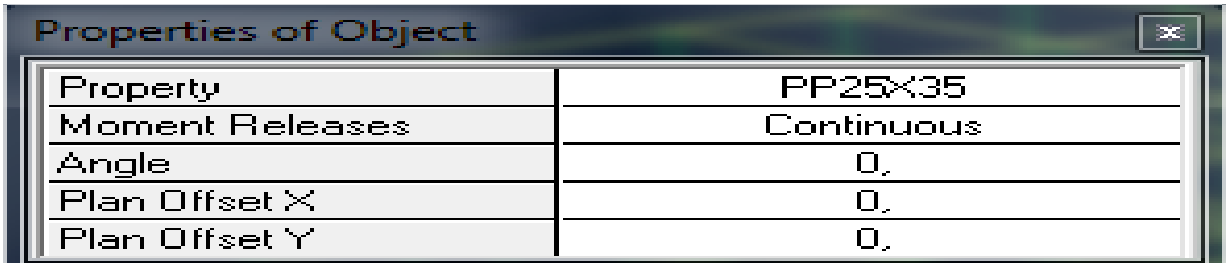
Dalles pleines: Definewall/ slab/ deck sections
On clique sur **Add new slab**et on spécifie l'épaisseur.



- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**
- **Pour les poteaux :**on clique sur :

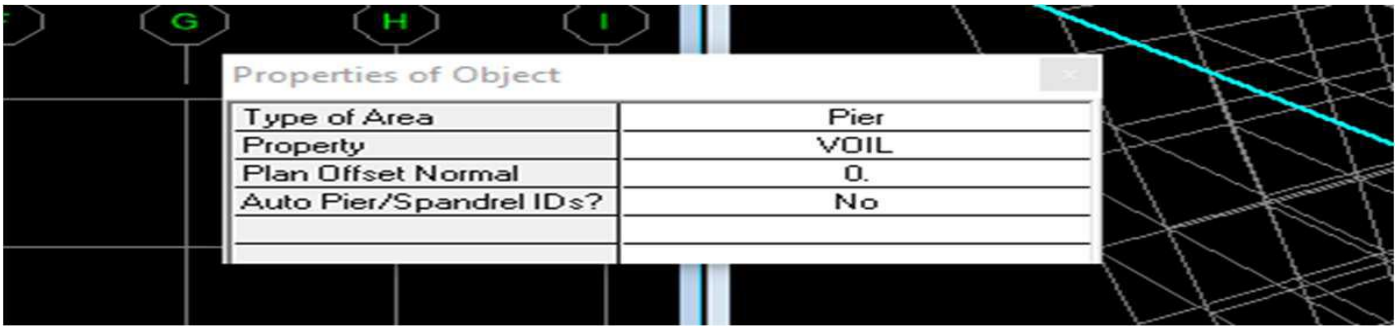


- **Pour les poutres :** on clique sur



NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils :

Pour définir les voiles :on clique sur



Pour définir les dalles pleines : on clique sur

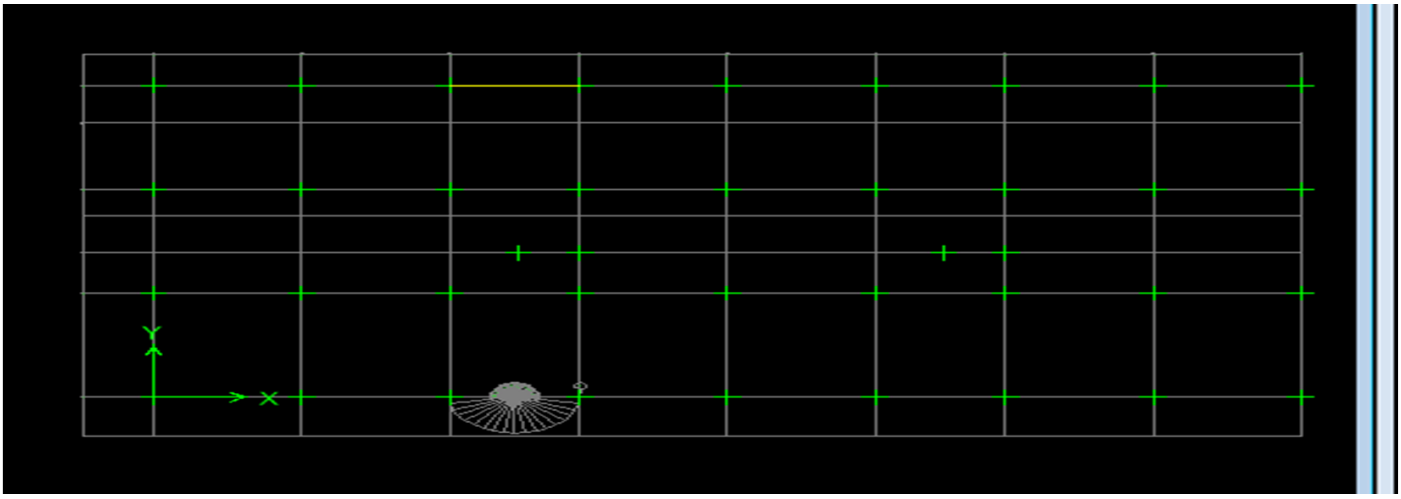
Ensuite on clique à l'intérieur du vide de la grille Pour ajouter les dalles pleines.

- **L'encastrement :**

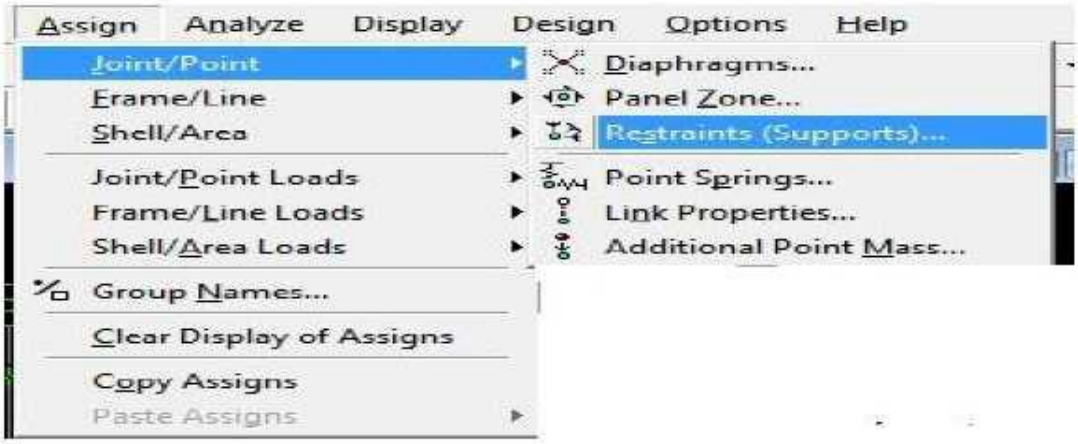
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis)
Pour la structure à modéliser.

- **Appuis :**

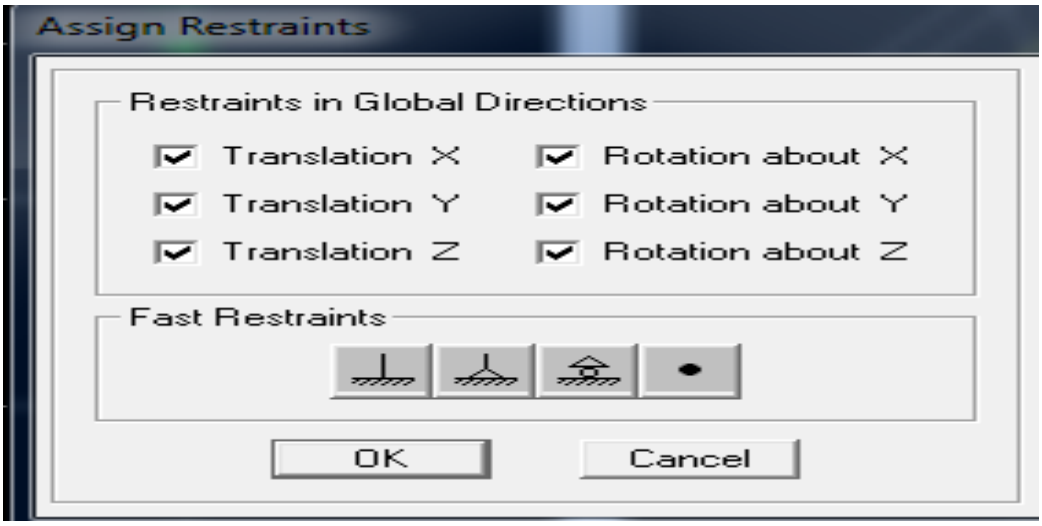
On doit encastrer les noeuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces noeuds (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis :



La fenêtre suivante s'affiche :



On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

- **Introduction du spectre de réponse :**
- **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone :**IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **RPA 2003**)

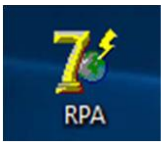
Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles

Remplissage :**Dense** (Cloisons en maçonnerie R=5

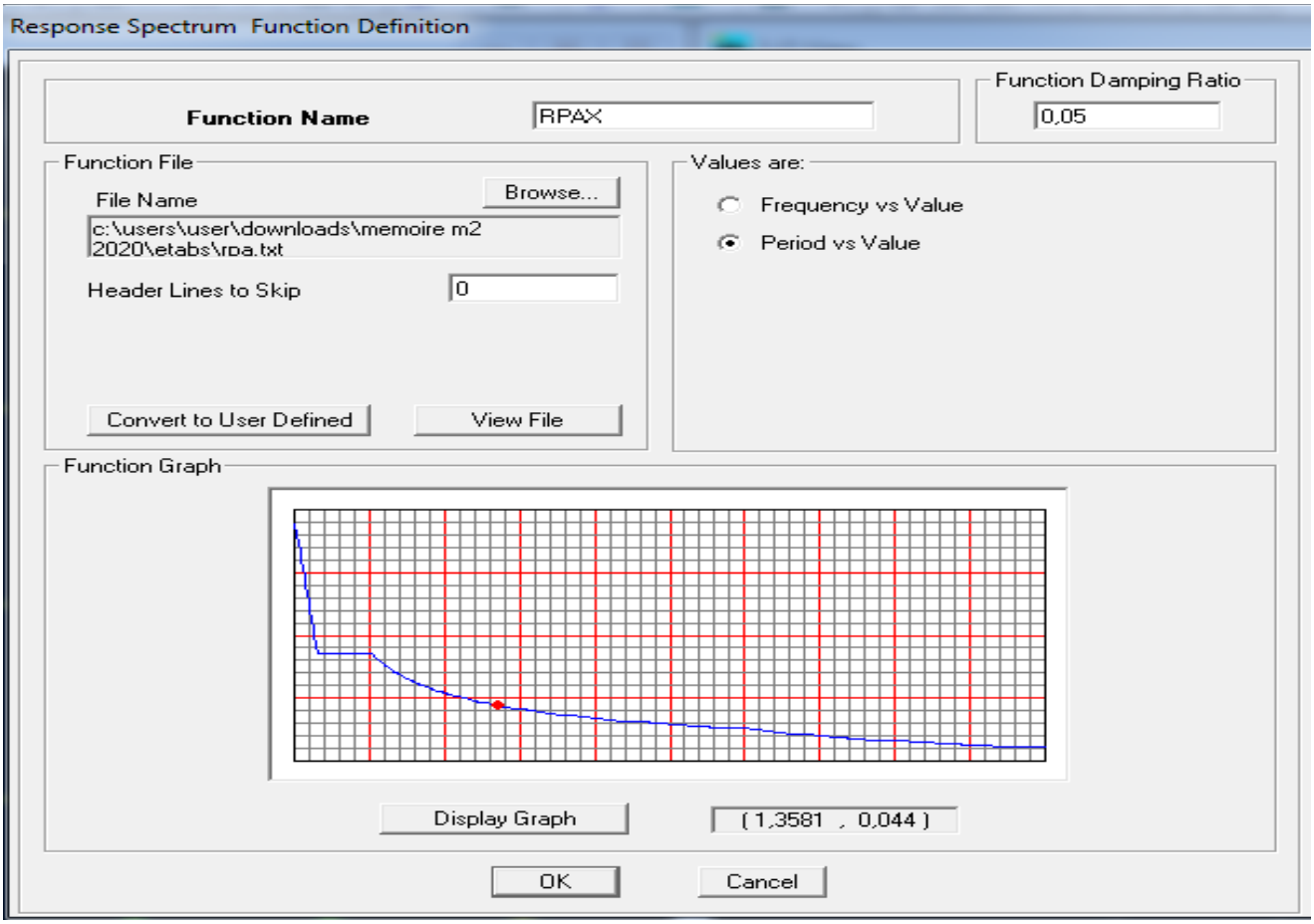
	P_q	
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Facteur de qualité (Q): Q=1+ΣPq→Q=1

Amortissement : 5 %

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône : 

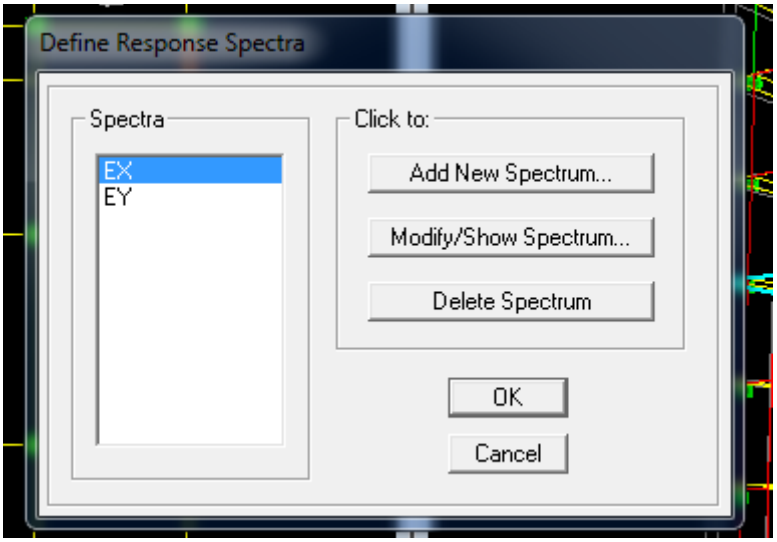
Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA :

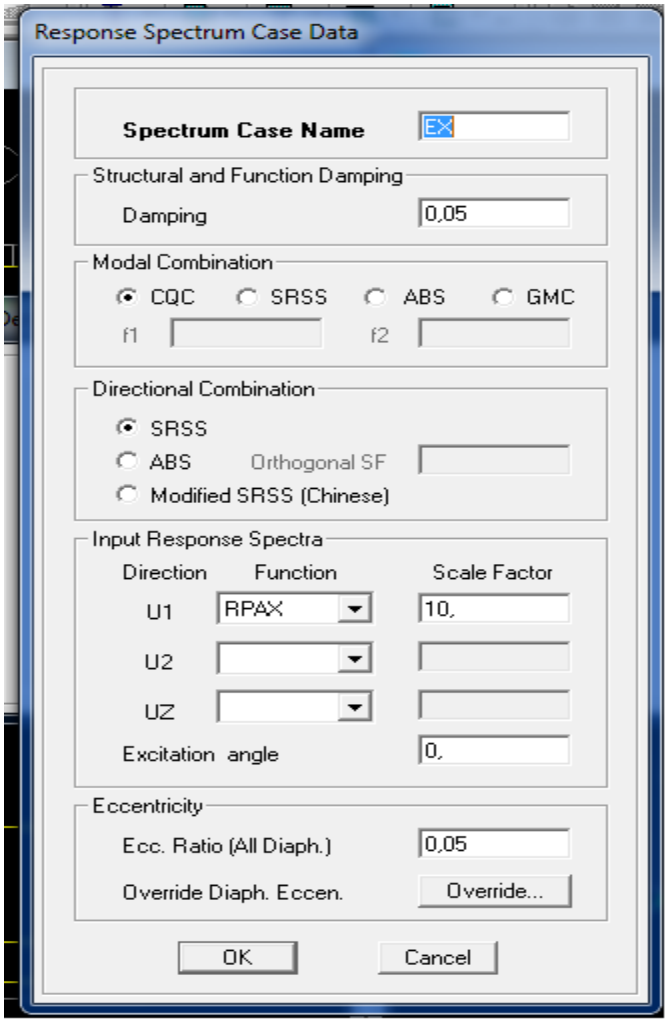


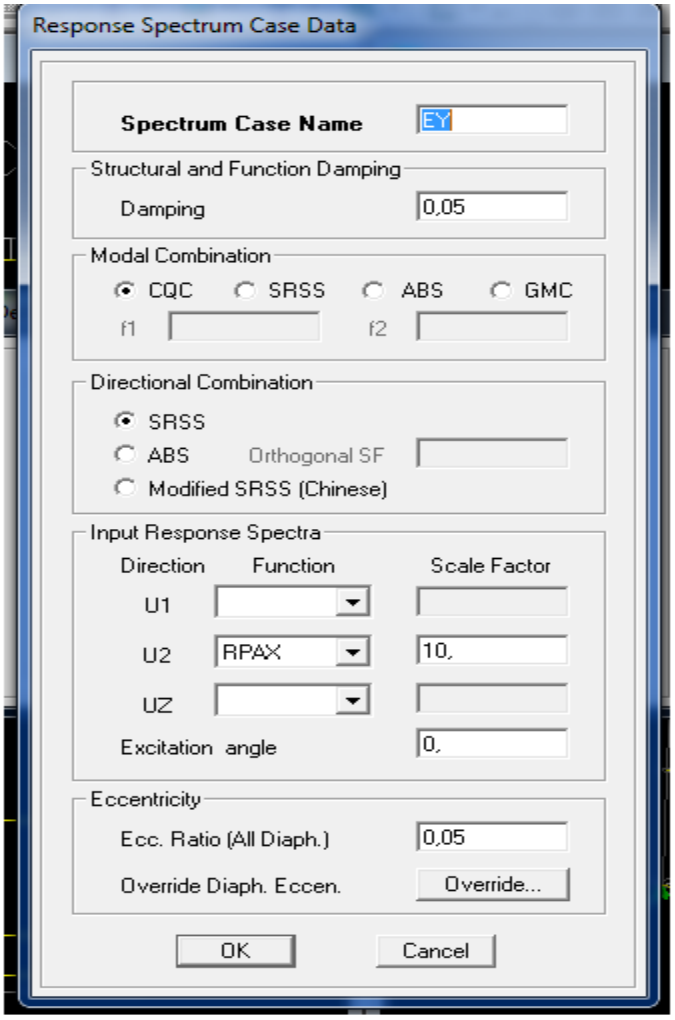
- **Définir la charge sismique**

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes
se fait comme suit « **DefineResponse Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :
Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition duchargement **EX et EY** (séisme).

On clique sur : DefineResponse : Spectrum Cases : Add New Spectrum

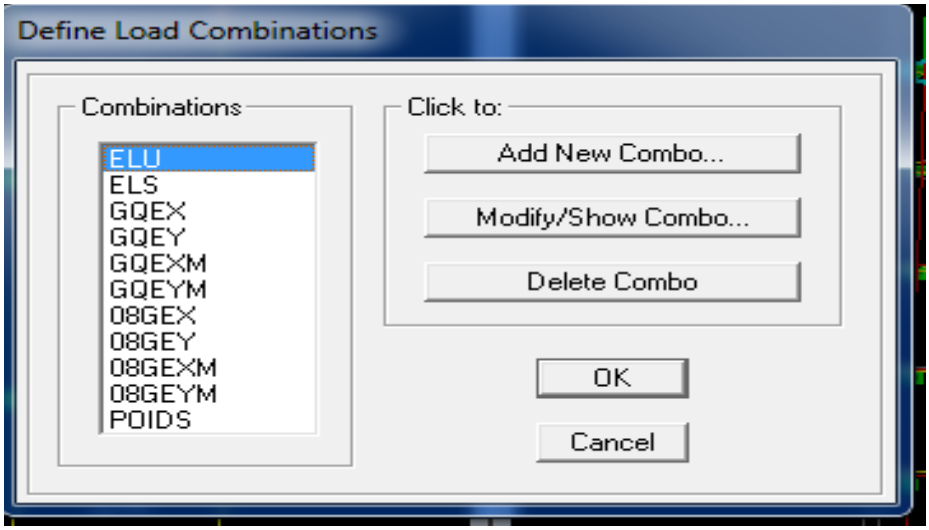






- **Combinaisons de charges**

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant **« DefineLoadCombinations »** ou en utilisant l'icône **«LoadCombinations ».**

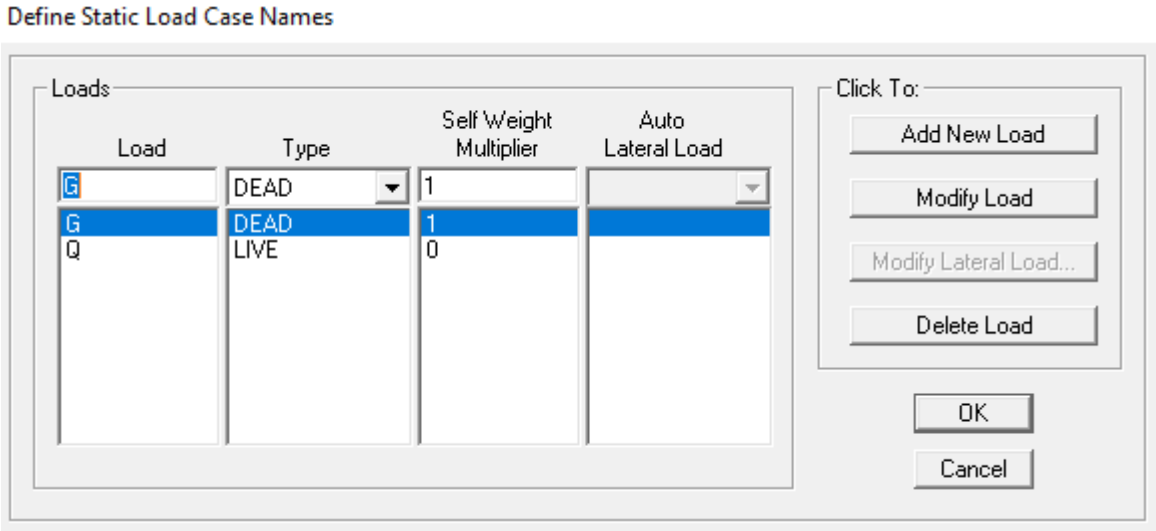


- **Introduire les charges statiques et dynamiques**

✓ **Charges statiques**

- **Poids propre de la structure**

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante **« Define Static Load Cases »** ouenutilisantl'icône**« Static Load Cases »**. Une boite de dialogue intitulée**« DefineStaticLoad Case Names »** apparait tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



Remarque

En introduisant la valeur de 1 dans la case **« SeltWeight Multiplier »,** le logiciel prend encompte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentesG.

- **Charges statiques pour les éléments linéaires**

Pour introduire ces charges il faut :

. Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles …).

. Choisir le cas de charge.

. Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

- **Charges réparties**

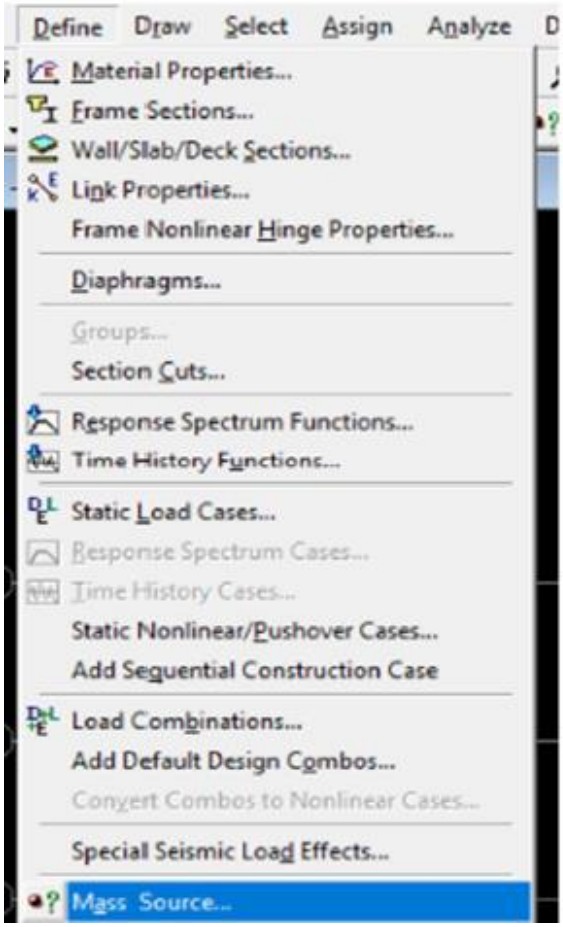
Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est **« Assign Frame/Line Loads Distributed »** Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme **«Uniform Load »** et une charge trapézoïdale **«TrapezoidalLoads ».**

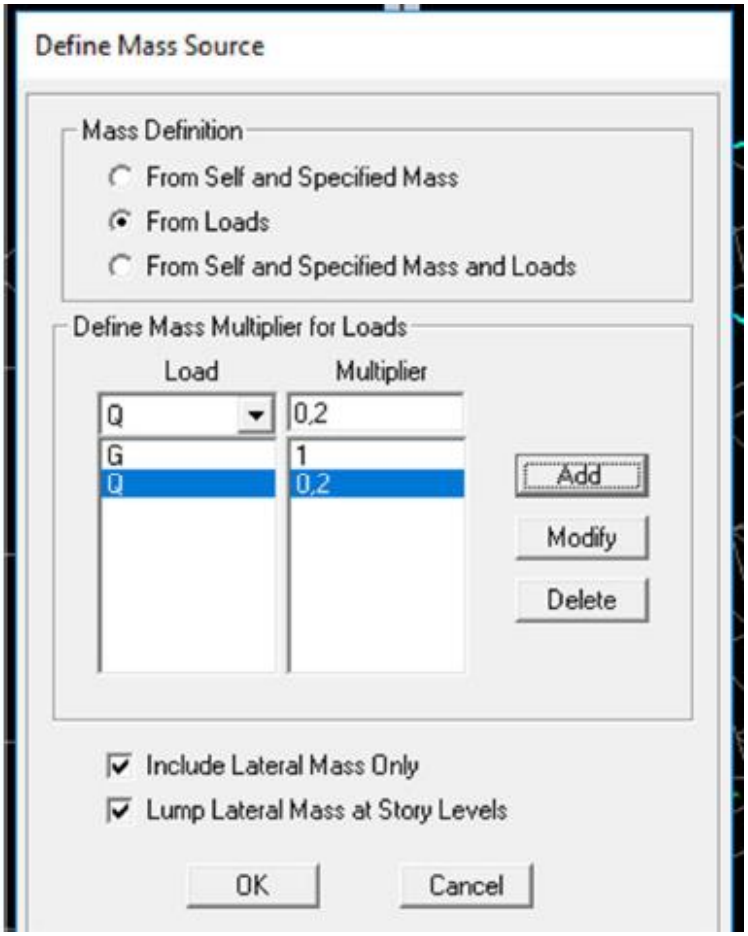
- **Charges concentrées**

Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est **« Assign Frame/Line Loads Point »** Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

- **Introduction de la Mass-Source :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**

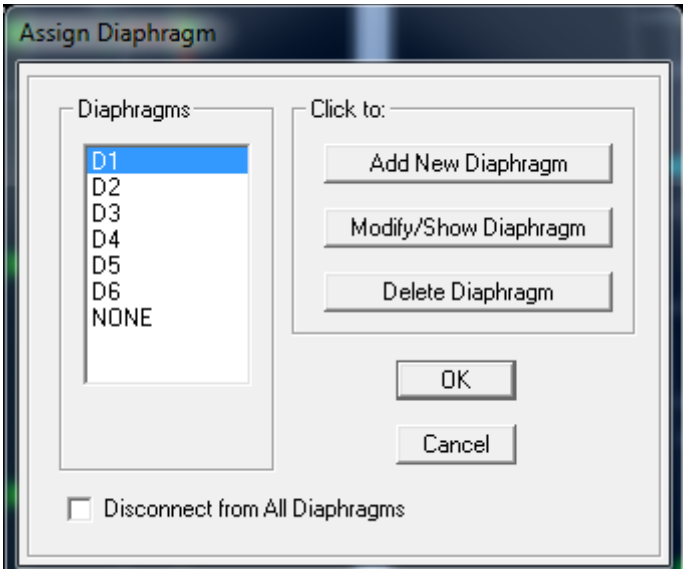




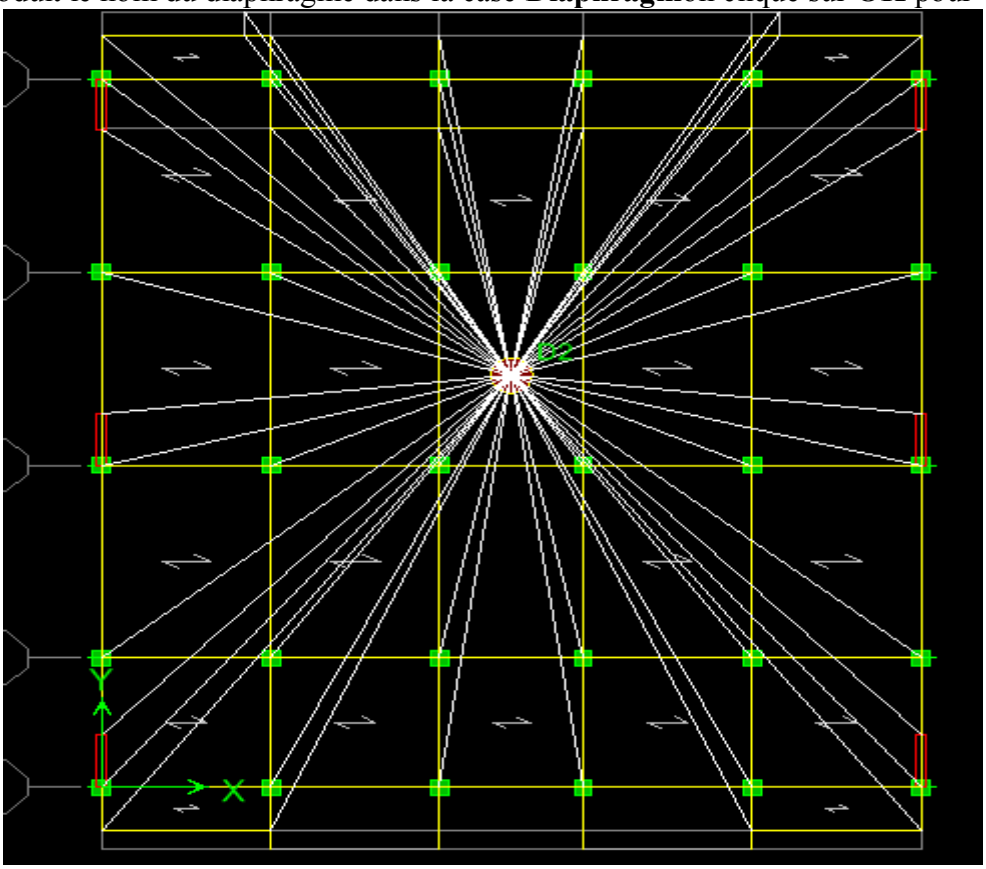
On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) =>**Add**
On introduit la valeur de **β**pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas **β= 0.2)** =>**Add**: **OK**

- **Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :
Assign Joint/point DiaphragmAdd New Diaphragm.
La fenêtre suivante s'affiche :



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm**on clique sur **OK** pour valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

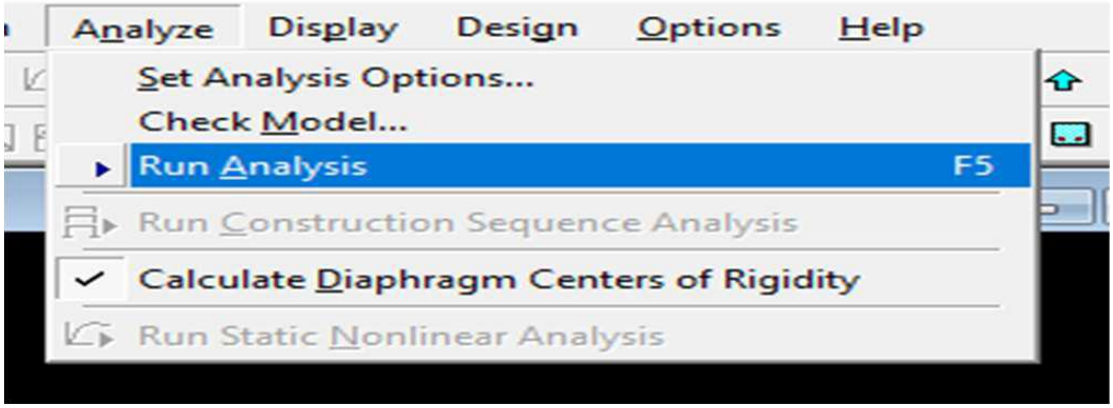
- **Analyse et visualisation des résultats.**

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant **« Analyze Set Analysis Options Set DynamicParameters »** puis entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boite de dialogue « **Analysis Options** » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions et «

Include P-Delta » pour l'analyse du second ordre P-Delta.
Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « **Analyze Check Model** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.
Le lancement de l'analyse se fait dans « **AnalyzeRunAnalysis**», à l'aide de l'icône « **RunAnalysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

- **Analyse :**

On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour se faire :



❖ **Visualiser les résultats**

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

- **« Modal Participating mass Ratios »**

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Display Show Tables Modal Information Building Modes Modal Participating Mass Ratios.

- **« Beam Forces »**

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les poutres en question Display Show Tables Frame Output Table : Beam Forces
Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos »
Cliquer sur OK.

- **« Column Forces »**

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les poteaux en question Display Show Tables Frame Output Table : Column Forces Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

- **« Area Element Forces »**

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les voiles en question Display Show Tables Area Forces and Stresses Table :

Area Element Forces Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

- **« Area Element Stresses »**

Permet de déduire les contraintes (normales et tangentielles) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les voiles en question Display Show Tables Area Forces and Stresses Table :
Area Element Stresses Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » Cliquer sur OK.

- **« Points Displacements »**

Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Display Show Tables DisplacementsDisplacements Data Table : Point Displacements_
Cliquer sur OK.

- **« Story Shears »**

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Display Show Tables Building Output Table : Story Shears Sélectionner le « Ex » et « Ey » pour déduire les efforts tranchants d'étages et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans Story 1 et Bottom).

❖ Après avoir réalisé toutes les étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

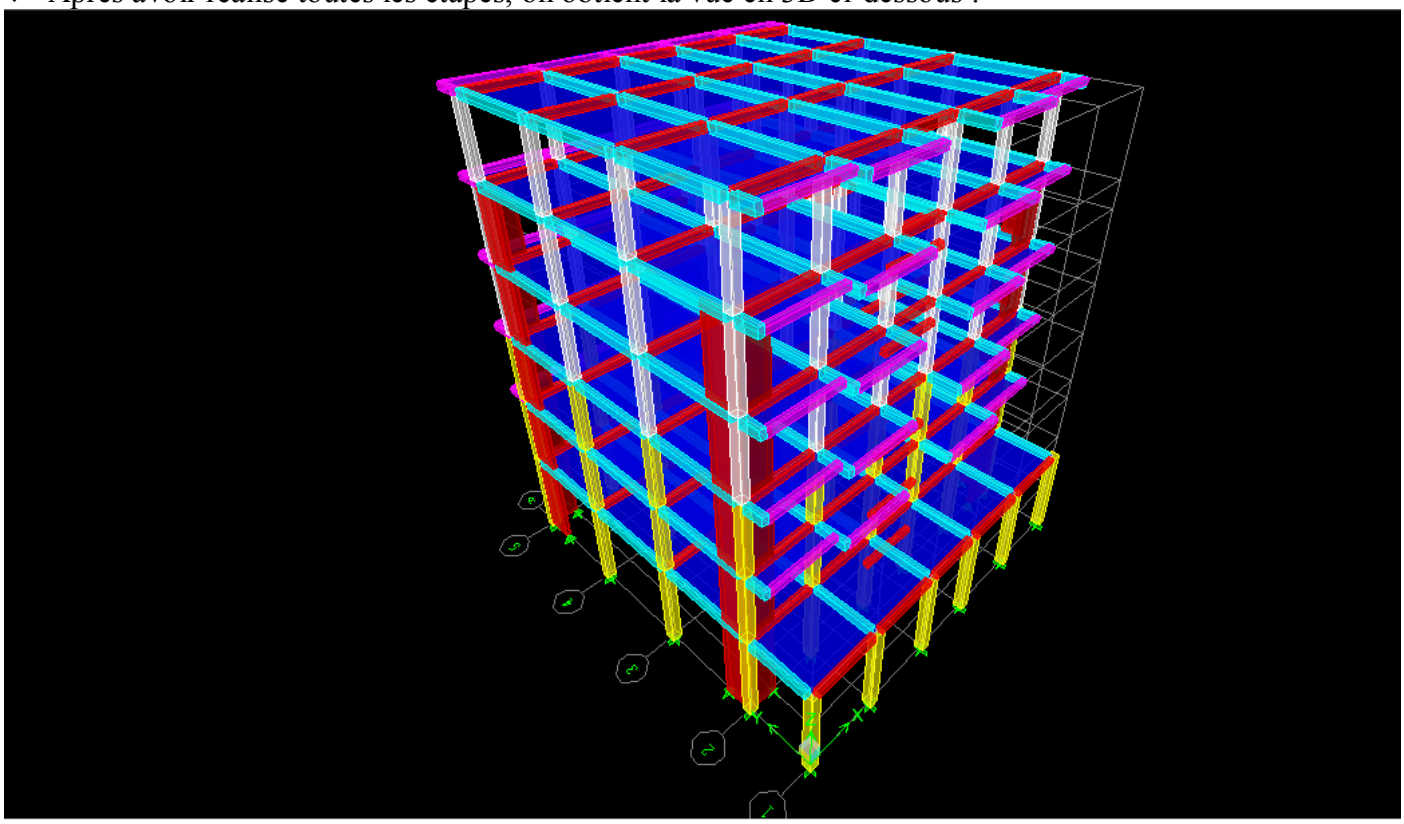


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

V.Vérification des conditions du RPA

V.1.Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations dusol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due àune grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer desfailles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.
La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes parrapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent.
Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.
Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre seproduit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes lesdirections et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvragespar déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Leniveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de faire toute une étude pour essayer de mettre en exercice le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2.Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent êtredéterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2.1.Méthode statique équivalente :

V.2.1.1.Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui sedéveloppent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sontconsidérés équivalents à ceux de l'action sismique.
Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositionsconstructives garantissant à la structure :
- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par dessecousses sismiques majeures.

V.2.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à65m en zones **I** et **IIa** et à30m en zones **IIb** et **III**.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout enrespectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :**

Tous groupes.

- **Zone IIa :**
  - groupe d'usage 3.
  - groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à3 niveaux ou 10 m.

- **Zone IIb et III :**
  - groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
  - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
  - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à2 niveaux ou 08 m.

V.2.2.Méthodes Dynamiques :

V.2.2.1.Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2.2.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Vérification des exigences du RPA :

Avant de passer au ferraillage de la structure le règlement parasismique algérien exige defaire les vérifications suivantes :

- ✓ Pourcentage de masse participante.
- ✓ Estimation de la période fondamentale.
- ✓ Vérification de l'excentricité.
- ✓ Vérification du coefficient de comportement R.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit.
- ✓ Vérification des déplacements inter étages.
- ✓ Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

V.3.1.Vérification de la période empirique T

Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display →show tables : on aura la fenêtre suivante
ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information →Modal Participating Mass Ratios →ok

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,409663	0,0565	74,7106	0,0000	0,0565	74,7106	0,0000	99,0813
2	0,388259	75,7209	0,0517	0,0000	75,7774	74,7623	0,0000	0,0676
3	0,318723	0,1254	0,1027	0,0000	75,9028	74,8650	0,0000	0,1241
4	0,130270	0,0001	12,8085	0,0000	75,9029	87,6735	0,0000	0,1768
5	0,123738	12,4019	0,0017	0,0000	88,3048	87,6753	0,0000	0,0001
6	0,106667	0,0801	0,0670	0,0000	88,3849	87,7423	0,0000	0,0007
7	0,077214	0,0001	5,2214	0,0000	88,3850	92,9637	0,0000	0,3397
8	0,074662	4,8748	0,0002	0,0000	93,2598	92,9639	0,0000	0,0000
9	0,064077	0,0303	0,0124	0,0000	93,2901	92,9763	0,0000	0,0010
10	0,042915	0,0011	4,3649	0,0000	93,2912	97,3413	0,0000	0,1497
11	0,041994	4,1393	0,0019	0,0000	97,4305	97,3431	0,0000	0,0001
12	0,030894	0,0076	0,0003	0,0000	97,4381	97,3434	0,0000	0,0000

OK

Tableau V.1 : Période et masses participantes

V.3.2.Calcul de la période empirique :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

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.

$$T = \min\left(C_T\ h_n^{3/4}\ ,\frac{0.09\ h_n}{\sqrt{D}}\right)(\text{ART 4.24RPA99/version2003})$$

hn: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau *N* dans notre cas hn= 23,11 m

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

[tableau 4-6 du RPA99/version2003].
Dans notre cas CT=0.05.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.
Dans notre cas Dx=16,40m et Dy=16,90m.

T1 = 0,05 x 23,11 ¾ = **0,52 S**

T2 = $\frac{0,09x\ 23,11}{\sqrt{16,40}}$ = **0,51 S**

T3 = $\frac{0,09x\ 23,11}{\sqrt{16,90}}$ = **0,505 S**

$T_{emperique}$= min (0,52 ; 0,51 ; 0,505) = **0,505 s**

Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003 :
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 empiriquesappropriées de plus de 30%.
Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur ''D'' est déterminée suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T=T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T=T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T=1,3T_{empirique}$

On a $T_{empirique} = 0,505\ s > T_{analytique} = 0,409\ s$= 0,409 s
$1,3T_{empirique}$ = 0,65 s

Donc **T= 0,505 s**
On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de cellecalculée

→La période est vérifiée

V.4-1.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Le premier mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise 71,6361% de la masse.
Le deuxième mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise 71,8878% de la masse.
Le troisième mode de vibration est une torsion.

V.4.2. Nombres de modes propres : (Art 4.3, 4 RPA99 /version 2003)

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme de masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique

Mode 8	Sens X-X	93,2598%
	Sens Y-Y	92,9639%

V.5.1.Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à ±0,05L.
(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

XCM – XCR ≤5% Lmax.
YCM – YCR ≤5 % Lmax.
Avec: XCM : Le centre de masse.
XCR : Le centre de torsion.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY 6	D1	102,0953	102,0953	8,056	8,356	102,0953	102,0953	8,056
STORY2	D2	90,3677	90,3677	8,054	9,624	90,3677	90,3677	8,054
STORY3	D3	86,6849	86,6849	8,048	9,638	86,6849	86,6849	8,048
STORY4	D4	83,5544	83,5544	7,996	9,579	83,5544	83,5544	7,996
STORY5	D5	78,6534	78,6534	8,008	9,565	78,6534	78,6534	8,008
STORY 6	D6	63,9570	63,9570	8,020	9,611	63,9570	63,9570	8,020

OK

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Story	Diaphragm	XCM	XCR	0,05Lmax	/XCM-XCR/	observation
STORY1	D1	8,056	8,073	0,845	0,017	CV
STORY2	D2	8,054	8,119	0,845	0,065	CV
STORY3	D3	8,048	8,152	0,845	0,104	CV
STORY4	D4	7,996	8,17	0,845	0,174	CV
STORY5	D5	8,008	8,183	0,845	0,175	CV
STORY 6	D6	8,02	8,244	0,845	0,224	CV

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité suivant X-X.

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

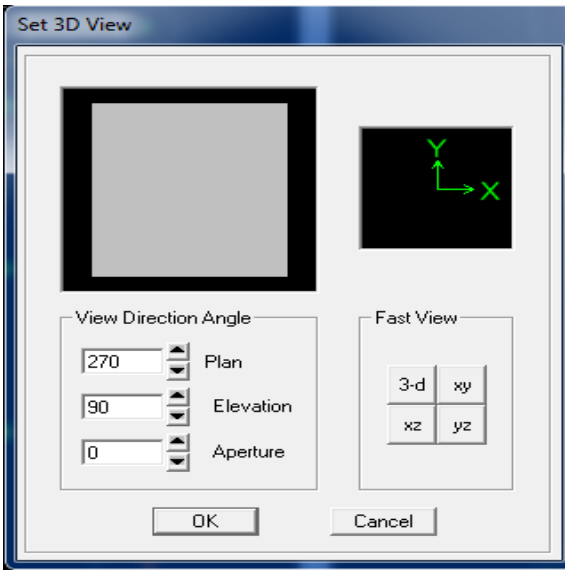
Story	Diaphragm	YCM	YCR	0,05Lmax	/YCM-YCR/	observation
STORY1	D1	8,356	9,107	0,845	0,751	CV
STORY2	D2	9,624	9,359	0,845	0,265	CV
STORY3	D3	9,638	9,418	0,845	0,22	CV
STORY4	D4	9,579	9,452	0,845	0,127	CV
STORY5	D5	9,565	9,472	0,845	0,093	CV
STORY 6	D6	9,611	9,479	0,845	0,132	CV

Tableau V.3: Vérification de l'excentricité suivant Y-Y.

Justification du système de contreventement :
Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

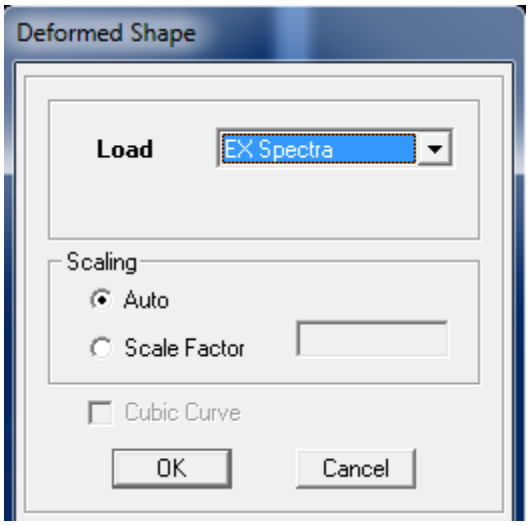
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View→set 3D view→ une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



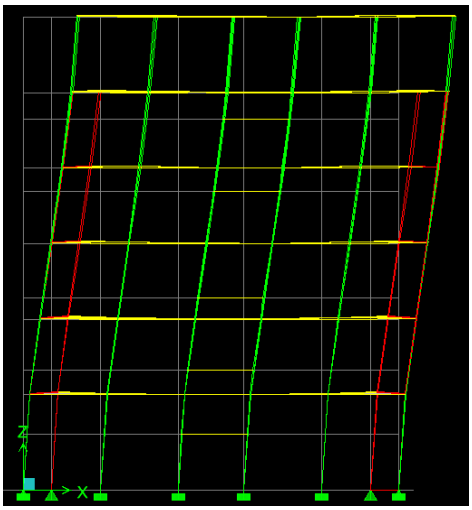
Sens X-X :

Ensuite →**display →show deformedshape→ on sélectionne la combinaison Ex .**

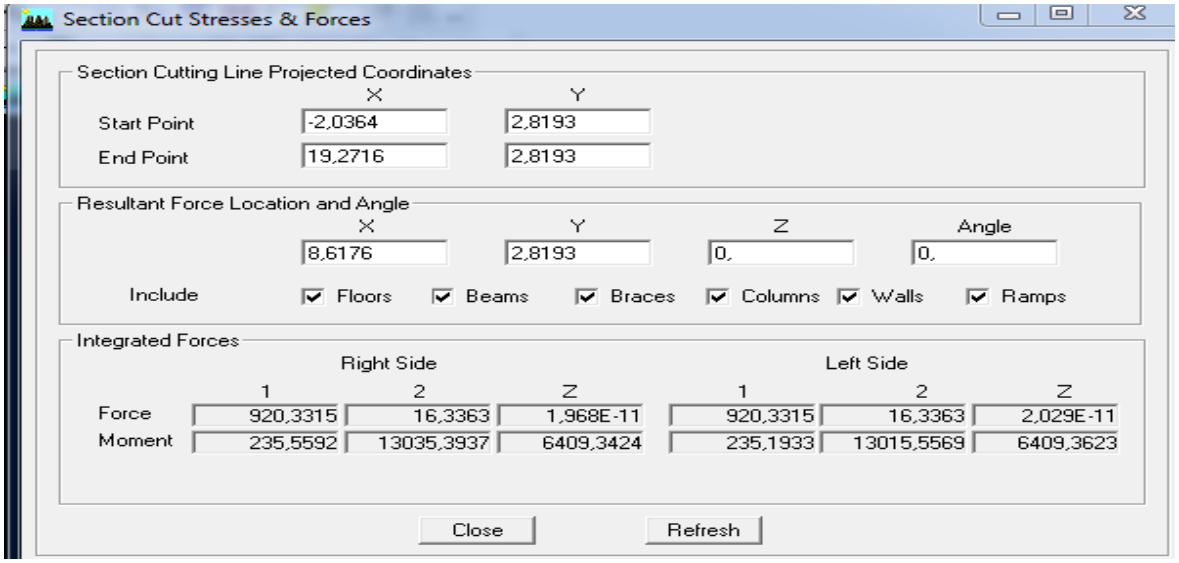


Ensuite **draw→draw section cut**

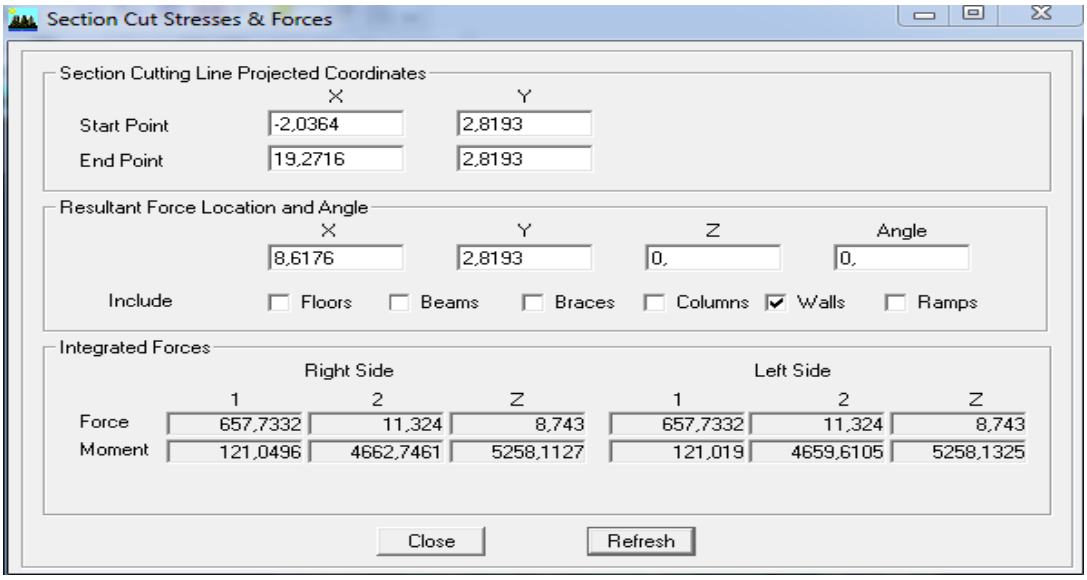
→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit :



Après on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté :



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floorsBeamsBracesColumsRamps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :



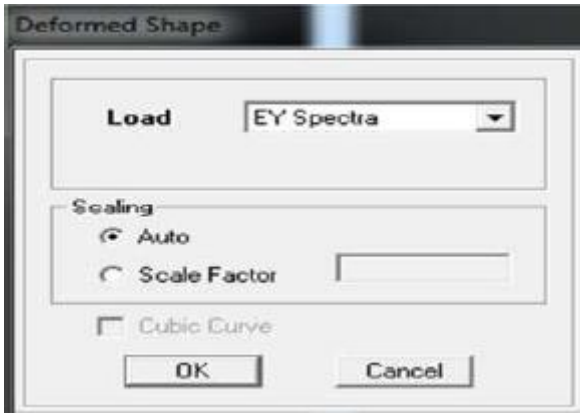
On a 920,3315 ⟶ 100%
657,7332 ⟶ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles
Donc

- Effort repris par les voiles= **71,46 %< 75 %** ⟶ **C.V**
- Effort repris par les portiques= **28,53 %**

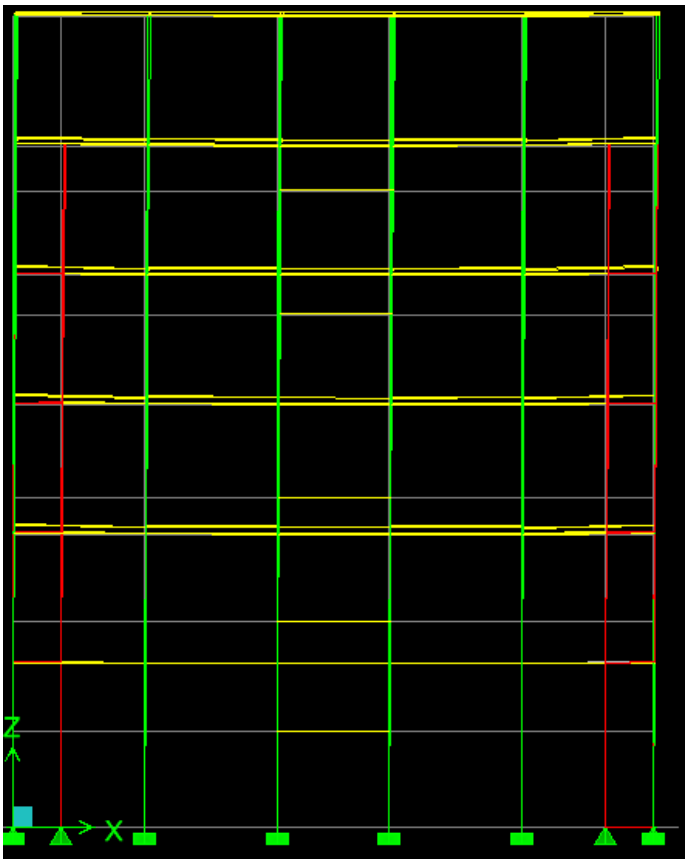
Sens Y-Y :

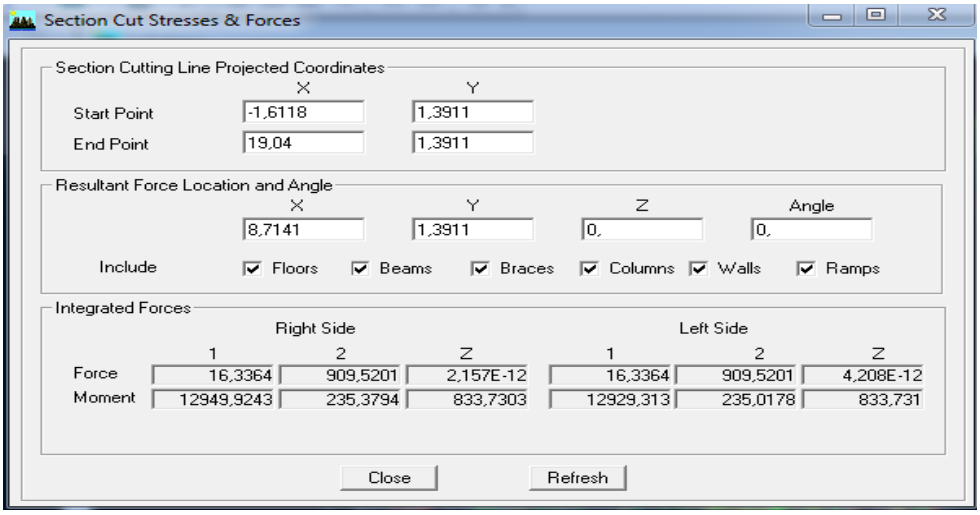
display→show deformedshape→ on sélectionne la combinaison Ey



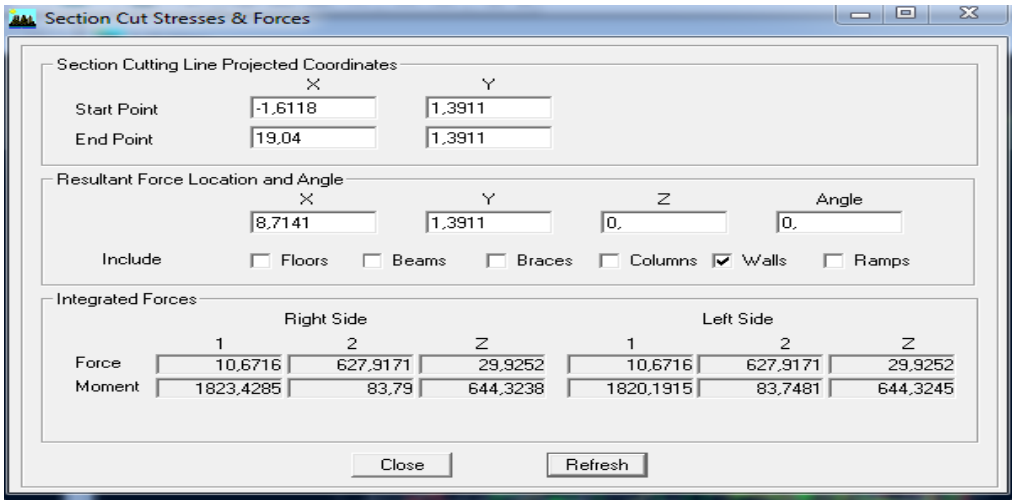
Ensuite **draw→draw section cut**

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base et onobtient cette fenêtre





Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floorsBeamsBracesColumsRamps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :



On a 909,5201 ⟶ 100%
627,9171 ⟶ X

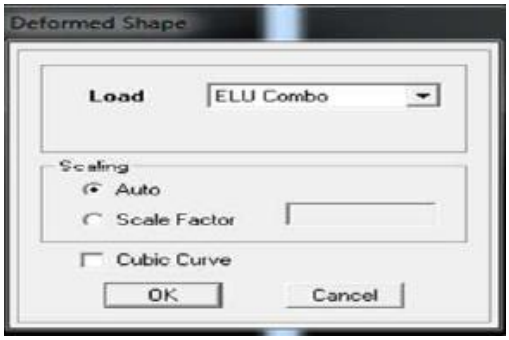
X : Etant le % des efforts repris par les voiles
Donc

- Effort repris par les voiles= **69,03 %< 75%** ⟶ **C.V**
- Effort repris par les portiques= **30,96 %**

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

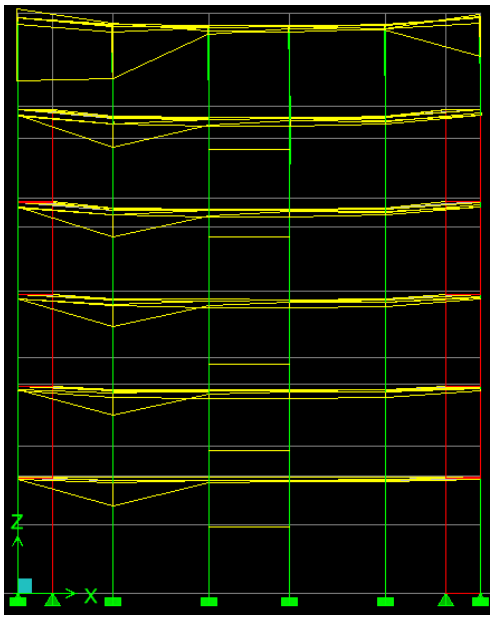
1. Sens Z-Z :

display→show deformedshape→ on sélectionne la combinaison ELU

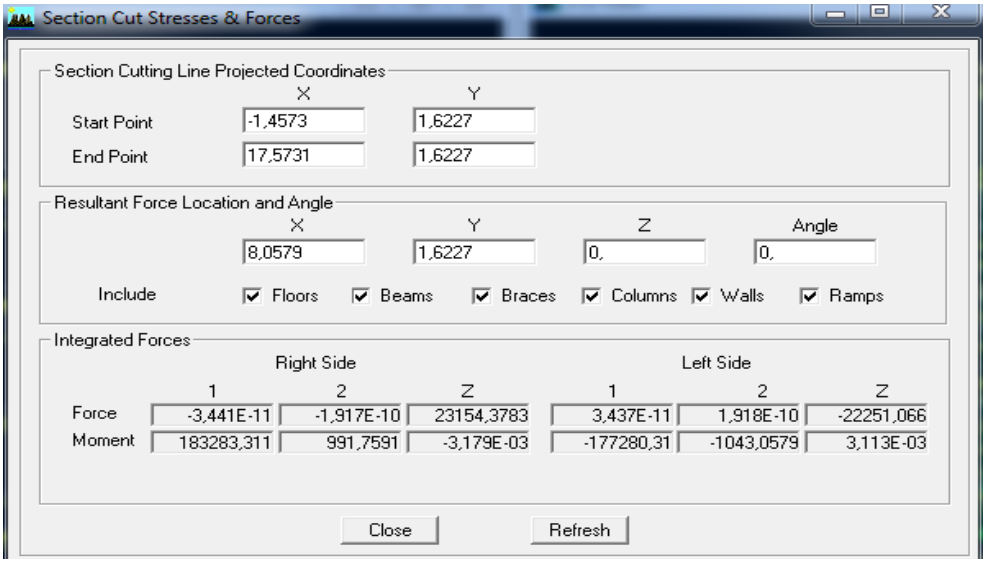


En suite **draw→draw section cut**

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base



On obtient le tableau suivant :



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,4573	1,6227
End Point	17,5731	1,6227

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
8,0579	1,6227	0,	0,

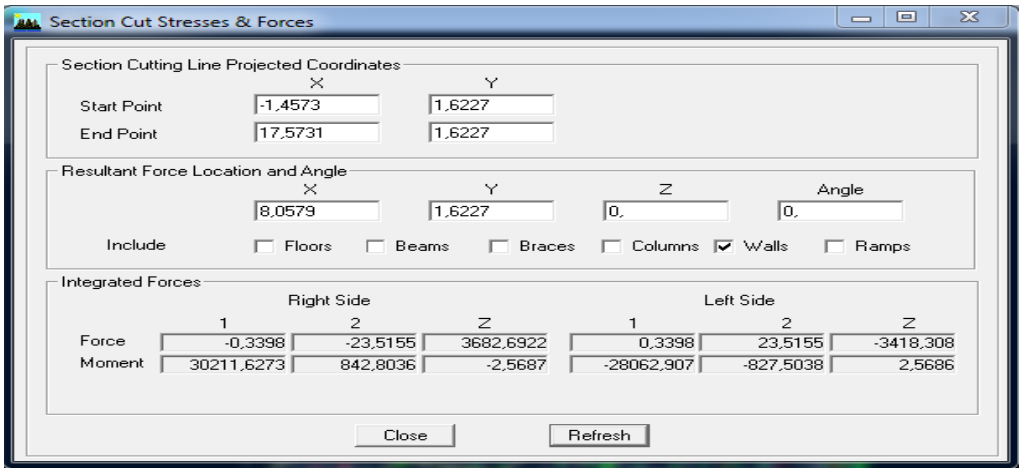
Include: ☑ Floors ☑ Beams ☑ Braces ☑ Columns ☑ Walls ☑ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-3,441E-11	-1,917E-10	23154,3783	3,437E-11	1,918E-10	-22251,066
Moment	183283,311	991,7591	-3,179E-03	-177280,31	-1043,0579	3,113E-03

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floorsBeamsBracesColumsRamps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case Z (right side)ainsi :



On a 23154,3783 ⟶ 100%
3682,6922 ⟶ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles
Donc

- Effort repris par les voiles= **15,90 %< 20 %** ⟶ **C.V**
- Effort repris par les portiques= **84,10 %**

❖ Conclusion :

Le syst ème de contreventement est mixte portique/voile avec interaction.

⟶ **R = 5**

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de **R**
A	**Béton armé**	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

V.6.1.Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA V.2003 /Art 4.2.3)

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **Vt < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,moments,...) dans le rapport **0.8V/Vt.**

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V=\frac{A\times D\times Q}{R}\times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépond de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.
D : facteur d'amplification dynamique moyen
W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0
R : coefficient de comportement global de la structure.
Q : facteur de qualité

a) A : **coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
Donc : A=0.15
b) *Q* : Facteur de qualité, défini par : *Q* = 1 + ∑ Pa
Q = 1,15 pour le sens longitudinal.

Q = 1,15 pour le sens transversal.

Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule **(4.2) de RPA99version 2003)**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement h) 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_{ETABS}= 0.409[s].

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7 de RPA)

T2(S3) = 0,5 sec

$$3s > T2 > T_{etabs}$$

Donc : D=2,5 ɲ (T2/T) $^{2/3}$)

ɲ**:** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et del'importance des remplissages, il est donné par le tableau **(4.2/RPA 99)** présent éci-après :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide (**ζ** =7%) et des voiles (**ζ** =10 %), et un remplissage dense, donc on prend la moyenne :

.ζ= (7+10) / 2 = 8,5 %

ɲ= $\sqrt{7/(2+8{,}5)}$ = 0.816

Alors : D = 2,04

Calcul du poids total de la structure Wt :

Pour chaque niveau «i »on aura : $Wi = WGi + \beta WQi$ *d'où* $WT = \Sigma W_i$
WGi : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.
WQi : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β =0,20 (Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Du logiciel ETABS

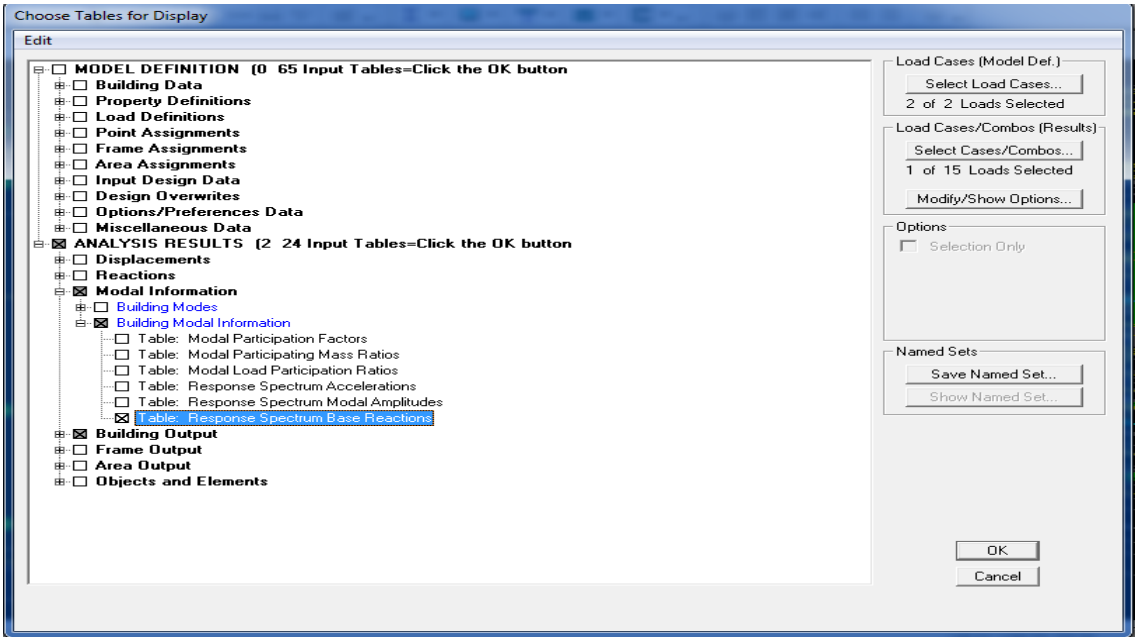
Wt= 14848,69 KN.

$$\mathbf{V_x = V_y} = \frac{AxDxQ}{R} \text{ x W} = \frac{0{,}15 \text{ x } 2{,}04 \text{ x } 1}{5} \text{ x } 14848{,}69 = \mathbf{908{,}73\ KN}$$

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapessuivantes:

Display →show tables : on aura la fen être suivante :



On selection **building modal information →table: response spectrum base reactions et on choisit EX spectra et EY spectra**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant:

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	0,67	-24,45	0,00	352,733	9,679	-202,0
EX	2	U1	901,59	23,56	0,00	-337,339	12926,111	-8449,5
EX	3	U1	1,49	1,35	0,00	-18,608	20,321	20,74
EX	4	U1	0,00	0,44	0,00	-0,649	-0,011	3,501
EX	5	U1	151,19	-1,80	0,00	4,500	159,846	-1430,1
EX	6	U1	0,99	0,91	0,00	-1,126	2,076	17,02
EX	7	U1	0,00	0,27	0,00	-0,864	0,002	2,142
EX	8	U1	62,02	-0,42	0,00	2,080	192,514	-566,2
EX	9	U1	0,39	0,25	0,00	-0,864	1,307	4,546
EX	10	U1	0,01	0,91	0,00	-2,116	0,033	7,226
EX	11	U1	54,12	-1,16	0,00	2,556	121,301	-457,5
EX	12	U1	0,10	0,02	0,00	-0,014	0,178	1,160
EX	All	All	920,33	16,34	0,00	233,782	12942,371	8763,7
EY	1	U2	-24,45	889,56	0,00	-12832,040	-352,115	7348,7
EY	2	U2	23,56	0,62	0,00	-8,814	337,719	-220,7
EY	3	U2	1,35	1,22	0,00	-16,843	18,394	18,77
EY	4	U2	0,44	155,24	0,00	-228,491	-3,750	1232,3

OK

Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

Sens x-x :

Vx logiciel= 920,33 KN > 0.8 × 908,73 = **726.984 KN** **Condition vérifiée.**

Sens y-y :

Vy logiciel = 909,52KN > 0.8 × 908,73= **726,984 KN** **Condition vérifiée.**

- **Conclusion :**

Vetabs> 0.8 VMSE l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

V.6.2.Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembledues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Nd : l'effort normal maximal.

Bc : section du poteau.

fc28 : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	Section	Nd	*V*	/	observation
POT RDC/ET2	40x40	935,66	0,23	0,3	CV
POT ET3/ET5	35x35	515,32	0,16	0,3	CV
POT Toiture	30x30	121,51	0,054	0,3	CV

Tableau V.4: Vérification de l'effort normal réduit

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

V.7.1.Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations): 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 de l'étage.
Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à:

Δ**K =**δK- δK-1 ***(formule 4-19 de RPA***

Avec : δK = R x δeK

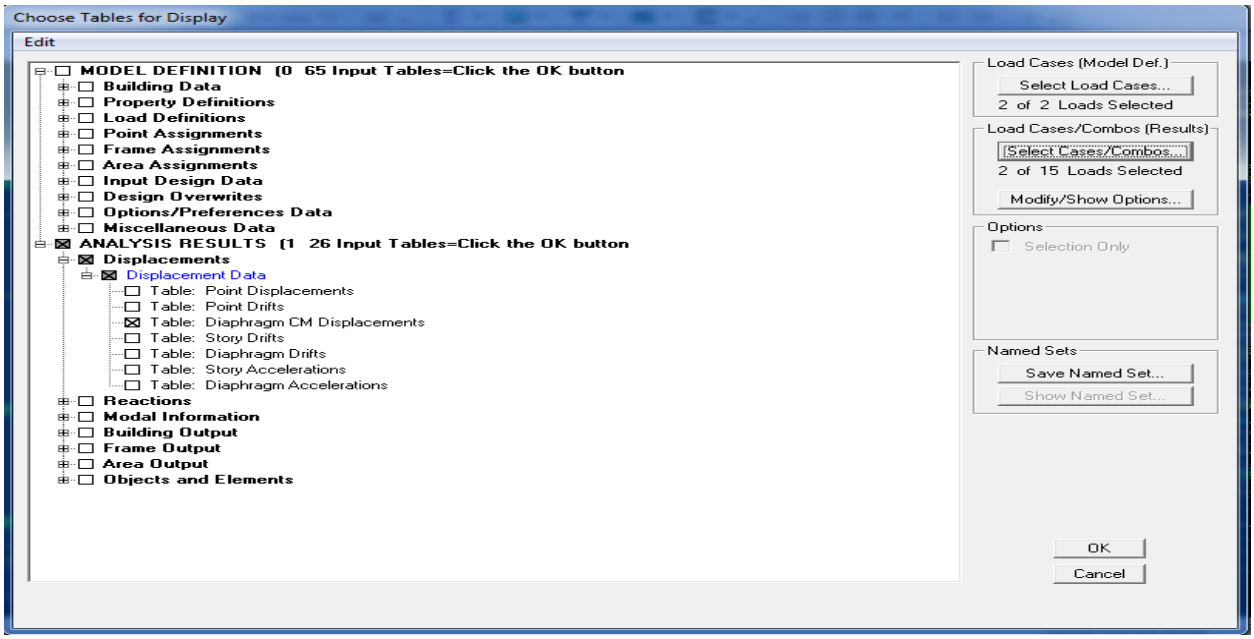
δeK : Déplacement dû aux forces sismiques.

R: Coefficient de comportement **(R = 5).**

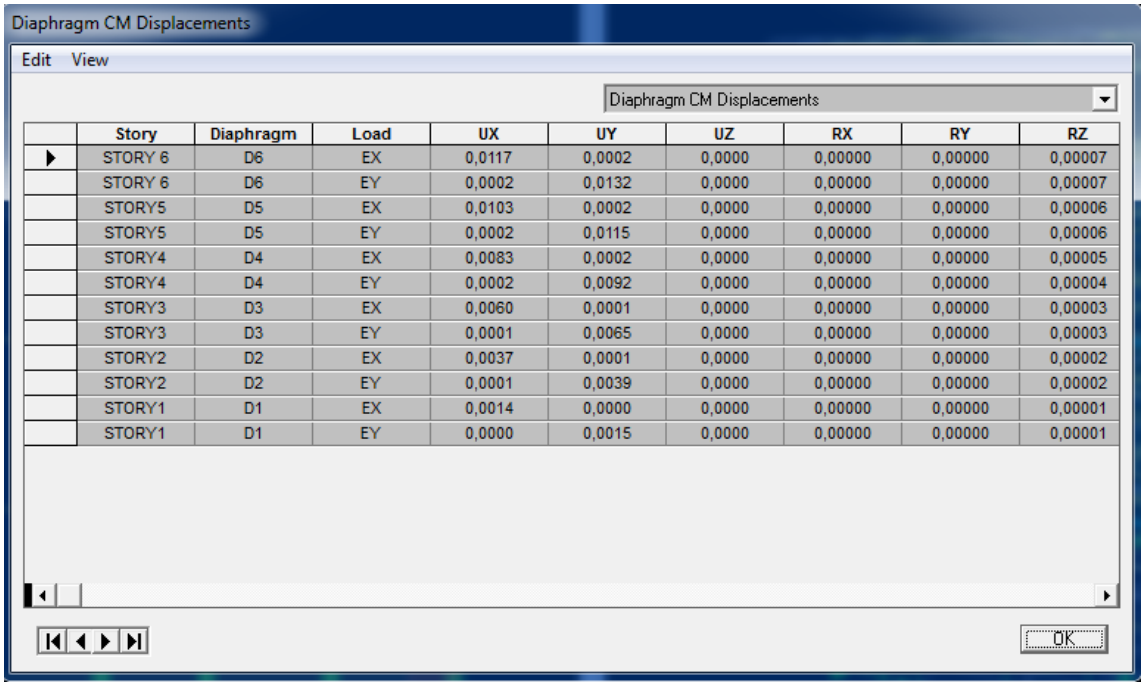
Les valeurs de δeK seront tirées du logiciel ETABS.

Display →show tables Un tableau s'affichera Ensuite :

ANALYSIS RESULTS→Displacement Data→table : Diaphragm CM displacement



Les r ésultats du calcul sont regroup és dans le tableau suivant :



Story	Diaphragm	Load	UX	Δk =δk-k-1	Load	UY	Δk =δk-k-1	1% h(m)	condition
ET6	D6	EX	0,0117	0,0014	EY	0,0132	0,0017	0,0323	**CV**
ET5	D5	EX	0,0103	0,0020	EY	0,0115	0,0023	0,0323	**CV**
ET4	D4	EX	0,0083	0,0023	EY	0,0092	0,0027	0,0323	**CV**
ET3	D3	EX	0,0060	0,0023	EY	0,0065	0,0026	0,0323	**CV**
ET2	D2	EX	0,0037	0,0023	EY	0,0039	0,0024	0,0323	**CV**
ET1	D1	EX	0,0014	0,0014	EY	0,0015	0,0015	0,0408	**CV**

Tableau V.5: Vérification du déplacement inter-étages

❖ Conclusion :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage.

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{23,11}{500} = 0,04622$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

Sens longitudinal :

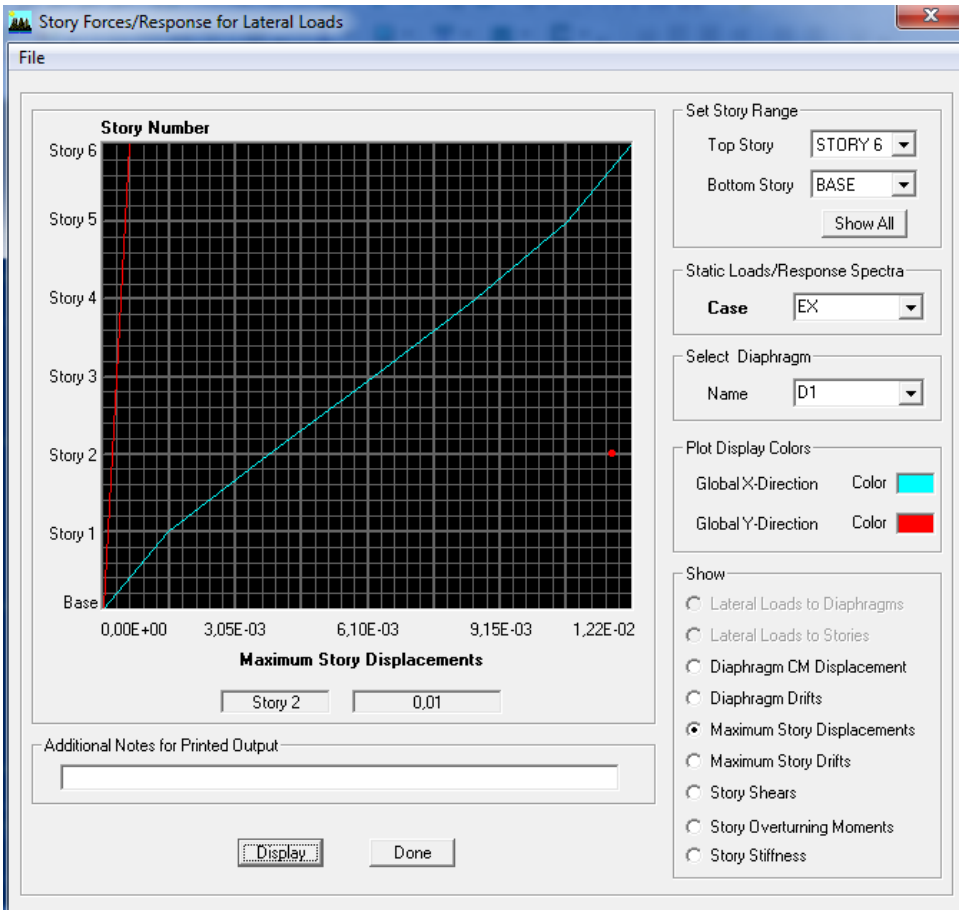


Figure V.1: Déplacement maximal dans le sens x-x

δmax= 0.01≤ f = 0.046 **Condition vérifiée**

Sens transversal :

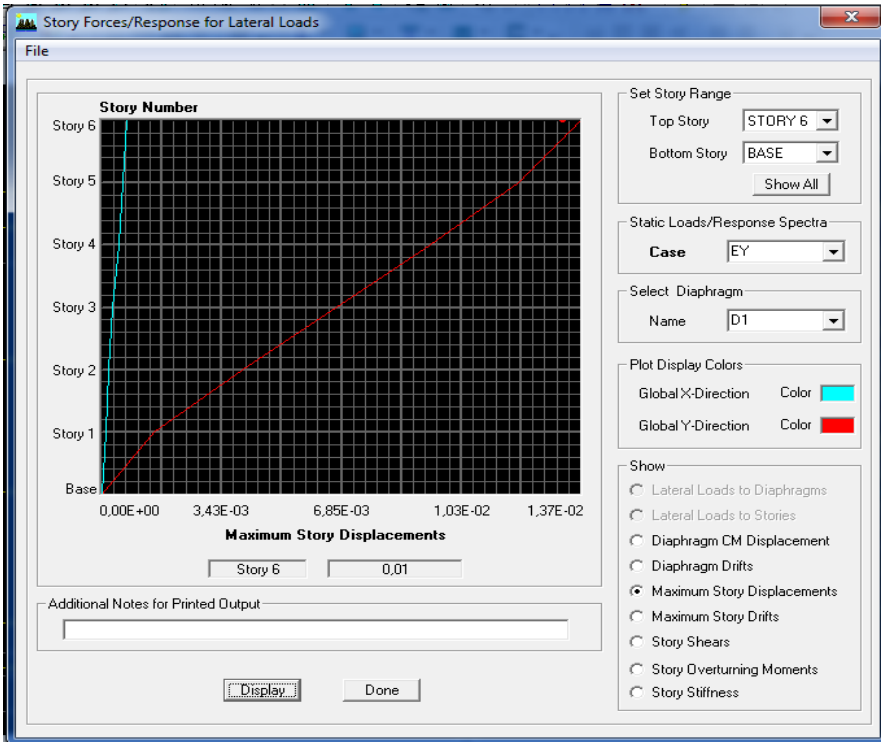


Figure V.2 : Déplacement maximal dans le sens y-y

δmax= 0.01≤ f = 0.046 **Condition vérifiée**

V.8.1.Vérification de l'effet PΔ :(Art 5.9 RPA 99 version 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lie à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \, \Delta_k}{V_k \, h_k} < 0.1$$

Avec :

Pk : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

Vk : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δk : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau «k-1 »

Hk : Hauteur de l'étage « k ».

L'effet PΔ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structureà conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur

égale à $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{eme}ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans letableau ci-après :

Story Shears

Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY 6	EX	Top	0,00	223,35	3,62	2188,724	0,000	0,000
STORY 6	EX	Bottom	0,00	223,35	3,62	2188,724	11,752	724,398
STORY5	EX	Top	0,00	436,31	7,66	4264,108	11,751	724,380
STORY5	EX	Bottom	0,00	436,31	7,66	4264,135	36,596	2113,597
STORY4	EX	Top	0,00	624,07	11,23	6104,604	36,596	2113,602
STORY4	EX	Bottom	0,00	624,07	11,23	6104,607	73,119	4110,111
STORY3	EX	Top	0,00	770,50	13,90	7546,402	73,119	4110,115
STORY3	EX	Bottom	0,00	770,50	13,90	7546,404	118,258	6567,829
STORY2	EX	Top	0,00	869,23	15,58	8521,982	118,258	6567,834
STORY2	EX	Bottom	0,00	869,23	15,58	8521,999	168,833	9338,391
STORY1	EX	Top	0,00	920,33	16,34	8963,979	168,833	9338,396
STORY1	EX	Bottom	0,00	920,33	16,34	8963,959	235,559	13035,394

OK

Story Shears

Edit View

Story Shears

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY 6	EY	Top	0,00	3,64	225,19	1764,534	0,000	0,000
STORY 6	EY	Bottom	0,00	3,64	225,19	1764,534	730,911	11,795
STORY5	EY	Top	0,00	7,71	436,95	3432,629	730,904	11,794
STORY5	EY	Bottom	0,00	7,71	436,95	3432,643	2122,037	36,799
STORY4	EY	Top	0,00	11,24	622,18	4884,633	2122,028	36,799
STORY4	EY	Bottom	0,00	11,24	622,18	4884,649	4112,853	73,315
STORY3	EY	Top	0,00	13,86	765,41	6014,600	4112,860	73,315
STORY3	EY	Bottom	0,00	13,86	765,41	6014,615	6555,030	118,314
STORY2	EY	Top	0,00	15,50	860,45	6762,998	6555,029	118,314
STORY2	EY	Bottom	0,00	15,50	860,45	6763,004	9297,971	168,646
STORY1	EY	Top	0,00	16,34	909,52	7150,101	9297,975	168,646
STORY1	EY	Bottom	0,00	16,34	909,52	7150,102	12949,924	235,379

OK

Sens x-x

Etages	poids	Δkx[m]	Vx[kn]	H (m)	ϴ	Condition	Condition conclusion
ET6	2209,66	0,0014	223,35	3,23	0,0042881	**≤ 0.1**	CV
ET5	4627,48	0,002	436,31	3,23	0,00656715	**≤ 0.1**	CV
ET4	7055,19	0,0023	624,07	3,23	0,00805009	**≤ 0.1**	CV
ET3	9552,54	0,0023	770,5	3,23	0,00882819	**≤ 0.1**	CV
ET2	12049,9	0,0023	869,23	3,23	0,00987129	**≤ 0.1**	CV
ET1	14848,69	0,0014	920,33	4,08	0,00553621	**≤ 0.1**	CV

Sens Y-Y

Etages	Etages	Etages	Etages	Etages	Etages	Etages	Etages
ET6	2209,66	0,0017	225,19	3,23	0,00516443	**≤ 0.1**	CV
ET5	4627,48	0,0023	436,95	3,23	0,00754116	**≤ 0.1**	CV
ET4	7055,19	0,0027	622,18	3,23	0,00947881	**≤ 0.1**	CV
ET3	9552,54	0,0026	765,41	3,23	0,01004606	**≤ 0.1**	CV
ET2	12049,9	0,0024	860,45	3,23	0,01040559	**≤ 0.1**	CV
ET1	14848,69	0,0015	909,52	4,08	0,00600215	**≤ 0.1**	CV

❖ **Conclusion :**

Dans les deux sens on constate que l'effet p-delta est inférieur à 0.1. Il peut donc être négligé.

VI.1.Ferraillage des poteaux

VI.1.1. Introduction :

Le ferraillage des poteaux s'effectue à partir des logiciels automatiques au lieu des méthodes manuelles qui sont très lentes et moins précises.
Puis en utilisant le logiciel **Etabs V9.6** on extrait les efforts normaux et les moments fléchissant.
Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28}(MPa)	f_{bu}(MPa)	γ_s	f_e(MPa)	σ_s(MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

Conventions (logiciel ETABS):

N< 0 : compression

N> 0 : traction

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales.

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35G+1,5Q → à l'ELU.

G+Q → à l'ELS

G+Q+E → RPA99 révisée 2003.

0,8G±E →RPA99 révisée 2003.

VI.1.2.Recommandations du RPA : (zone IIa)

- **Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**
  - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
  - Le diamètre minimal est de **12 mm,**
  - La longueur minimale de recouvrement est de 40f (zone IIa),
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**
  - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement

- **Pourcentage total minimum** :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton

(0,8% x b x h) :

- ✓ Poteaux (40x40) : A_{min}=0,008 ´40 ´40 = 12.8cm ²
- ✓ Poteaux (35x35) : A_{min} =0,008 ´35 ´35= 9.8cm ²
- ✓ Poteaux (30x30) : A_{min} =0,008 ´30 ´30= 7.2cm ²

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante**

- ✓ Poteaux (40x40) : A_{max} =0.04 ´40 ´40 = 64cm ²
- ✓ Poteaux (35x35) : A_{max} =0.04x35x 35 = 49cm ²
- ✓ Poteaux (30x30) : A_{max} =0.04 ´30 ´30 = 36cm ²

- **Zone de recouvrement**

- ✓ Poteaux (40x40) : A_{max} =0.06 ´40 ´40 = 96cm ²
- ✓ Poteaux (35x35) : A_{max} =0.06 ´35 ´35 = 73,5cm ²
- ✓ Poteaux (30x30) : A_{max} =0.06 ´30 ´30 =54 cm ²

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule **(art 7.4.2.2)** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

H_1: Hauteur totale de la section brute.

F_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Il est pris égal à:

ρ_a = 2,5 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est **$\lambda_g \geq 5$**

ρ_a = 3,75 si l'élancement géométrique dans la direction considérée est **$\lambda_g \leq 5$**

λ_g : Élancement géométrique de poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

I_f : Longueur de flambement du poteau **I_f = 0,7 L_0**

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale S_t $\leq$ min ($10\Phi_l^{min}$; 15 cm) en Zone **II**

Dans la zone courante S_t $\leq$ min ($15\Phi_l$) en Zone **II**

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135 ° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ>12 mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

- **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\% \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0{,}8\% \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

VI.1.3. Calcul de la section d'armature :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (**SPC**).
- Section entièrement comprimée (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).

❖ **Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :**

- **Calcul du centre de pression :**

$e = \frac{M}{N}$ ⟶ Deux cas peuvent se présenter.

1-Section partiellement comprimée :(S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - c')$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0{,}337h - 0{,}81c').b.h^2.f_{bc}$

Avec :

$Mf = M + Nu\left(\frac{h}{2} - c'\right)$

M : Moment fictif.

- **Détermination des armatures**
  - **Calcul le moment fictif :**

$$Mf = M + Nu\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

  - **Calcul le moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_L = 0.392 \Longrightarrow$ SSA (A'=0)

  - **Armatures fictives**

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

  - **Armatures réelles**

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$).

  - **Armatures en flexion simple :**

$M_l = \mu_l . b.d^2.f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_l$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f.d.\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$$

Avec $\sigma_{st} = 348$ Mpa

M_l : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'; A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

2- Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0{,}337h - 0{,}81c').b.h.f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

Si$(0{,}337h - 0{,}81c').b.h.f_{bc} < N_u(d-c') - M_f < (0{,}5h - c').b.h.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$A_1 = \frac{N_u - \Psi.b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}}$; $A_2 = 0$

Avec:

$\Psi = \frac{0{,}357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0{,}857 - \frac{c'}{h}}$; f_{bc} en (MPa) et M en (N.m)

Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0{,}5h - c').b.h.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$A_1 = \frac{M_f - (d-0{,}5h).b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}(d-c')}$ $A_2 = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$

Remarque:

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u.B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σs : contrainte de l'acier.

Note :

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- ✓ **Zone I :** RDC ,1er et 2éme étage
- ✓ **Zone II :** Du 3éme étage au 6éme étage.

- ❖ **Exemple de calcul manuel :**
- ➢ **Poteau : 40x40 :**

M max = 78,248 KN.m

N cor = -238,22 KN, (effort de compression).

$e = \frac{M}{N} = \frac{78{,}248}{238{,}22} =$ **0,328m**

$.\frac{h}{2} - c' = \frac{0{,}4}{2} - 0{,}025 = 0{,}175$

$e > \frac{h}{2} - c'$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$\mathbf{M_f} = N \times (e + \frac{h}{2} - c')$

$M_f = 238{,}22 \times (0{,}328 + \frac{0{,}4}{2} - 0{,}025)$ ⟶ **M_f = 119,82 KN.m**

$$(0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c').b.h.f_{bc}$$

d= h - c = 0, 4 - 0, 025 = 0,375 m

Y=N (d-c')-M f = 238,22 × (0, 375 – 0, 025) – 119,82 = **-36,443 KN.m**

X= {(0,337x0,4) – (0,81x 0,025) } x 0,4 x 0,4 x 14,2 x 10^3 = **260,25**

X > Y ⟶ **La condition est vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée :

$\mu = \frac{Mf}{bd^2fbc} = \frac{119{,}82 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14{,}2} = 0{,}15$

$\mu = 0{,}15 < 0{,}392$ ⟶ S.S.A ($A_{sc} = 0$)

$\mu = 0{,}15$ ⟶ $\beta = 0{,}938$

Les armatures fictives :

$Af = \frac{Mf}{\beta\, d\, \sigma st} = \frac{119{,}82 \times 10^2}{0{,}938 \times 37{,}5 \times 34{,}8} = 9{,}788\ cm^2$

Af = 9,788 cm^2

Les armatures réelles :

$\mathbf{A_{st}} = Af - \frac{N}{\sigma st} = 9{,}788 - \frac{238{,}22}{34{,}8} = 2{,}94\ cm^2$

Donc : **A_{sc} = 0** et **A_{st} = 2,94 cm^2**

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN,m]	e [m]	h/2 -c	Mf	Nature	OBS	A_{sup}	A_{inf}	A_{min} RPA	Choix	As $A_{doptée}$
I	RDC au 2emétage	40x40	N_{max}-M_{corr}	1125,18	0,212	0,000188414	0,175	197,1185	SEC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14.2
			N_{min}-M_{corr}	124,87	7,49	0,059982382	0,175	29,34225	SEC	SSA	0	0			
			M_{max} - N_{corr}	281,34	71,215	0,25312	0,175	120,4495	SPC	SSA	0	2			
II	3em étage au 5em étage	35x35	N_{max}-M_{corr}	554,09	0,69	0,00124	0,15	83,803	SEC	SSA	0	0	9,8	4HA14 + 4HA12	10,68
			N_{min}-M_{corr}	1,11	1,45	1,30630	0,15	1,6165	SPC	SSA	0	0,11			
			M_{max} - N_{corr}	186,77	51,62	0,27638	0,15	79,635	SPC	SSA	0	2,33			
III	Toiture	30x30	N_{max}-M_{corr}	320,33	6,47	0,02019	0,125	46,511	SEC	SSA	0	0	7,2	8HA12	9,05
			N_{min}-M_{corr}	1,01	1,08	1,06930	0,125	1,2062	SPC	SSA	0	0,1			
			M_{max} - N_{corr}	156,47	4,512	0,02883	0,125	24,070	SEC	SSA	0	0			

Tableau VI.1.2: Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens.

VI.1.4. Vérification à L'ELU :

- **Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :**
- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Ø en zone II.

_ Poteaux **(40 x 40) :** $L_r = 40 \times 1,6 = 64$cm

_ Poteaux **(35 x 35) :** $L_r = 40 \times 1,4 = 56$cm

_ Poteaux **(30 x 30) :** $L_r = 40 \times 1,2 = 48$cm

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25cm

- **Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003):**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

St : Espacement des armatures transversales

***h*1** : Hauteur totale de la section brute.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

- **Diamètre des barres : (ArtA.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.

$\emptyset_t = \frac{\emptyset t}{3}$= 16/3 = 5.33 mm soit $\emptyset_t$ = **8 mm**

Adopter des cadres de section **At = 2.01 cm ²**

- **Espacement des armatures transversales**
  - **Dans la zone nodale** $S_t \leq$ min (10Ø ; 15 cm).

$S_t \leq$ min (10 × 1,2; 15 cm) = min (12; 15 cm) **S_t = 10 cm**

  - **Dans la zone courante** $S_t \leq$ min (15Ø).

$S_t \leq$ min (15 Ø) = min (15 ×1,2) **S_t = 15cm**

Ø : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Exemple de calcul :**
- ✓ **Poteaux 40x40 :**

Avec : If : longueur de flambement If = 0.7 L0

If = 0.7×3.23 = 2.261 m

$\Lambda_g = \frac{If}{h} = \frac{0.7\ L0\ \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7x3.23x\sqrt{12}}{0.40}$ = 19.58 > 5

Donc: **ρ = 2, 5**

St = 10 cm en zone nodale :

At = $\frac{44.76\ x\ 2.5}{40x40}$ x 10 = **0.69 cm²**

St = 15 cm en zone courante **:**

At = $\frac{44.76 \text{ x } 2.5}{40\text{x}40}$ x 15 = **1.04 cm²**

Section des poteaux	Tu(KN)	b (m)	h1	lf m	$S_t$zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	Λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm2)	A_t zone courante (cm2)	A_{ad}
(40x40)	44.76	0.40	0.40	2.261	10	15	19.58	2.5	0.69	1.04	2.01
(35x35)	31.62	0.35	0.35	2.261	10	15	22.37	2.5	0.64	0.96	2.01
(30x30)	28.74	0.30	0.30	2.261	10	15	26.10	2.5	0.44	0.66	2.01

Tableau VI.1.3 : Détermination des armatures transversales

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221).**
- Pour le **Ø16 ⇒ L** = 40Ø = 40 x 1,6 = **64 cm**
- Pour le **Ø14 ⇒ L** = 40Ø = 40 x 1,4 = **56 cm**
- Pour le **Ø12 ⇒ L** = 40Ø = 40 x 1,2 = **48 cm**

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Poteaux	$h' = \max(\frac{he}{6}$; b1 ; h1 ; 60cm)	
40x40	h'= max (45.16, 40 ; 40 ; 60 cm)	h= 60cm
35x35	h'= max (45.16, 35 ; 35 ; 60 cm)	h= 60cm

Tableau VI.1.4 : Détermination des zones nodales.

b1 et h1 : dimensions du poteau

he : Hauteur entre nu des poutres

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

Selon **Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003** La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_{bu} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \text{ x } f_{c28}$

Avec : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Section des poteaux	Tu(KN)	b (cm)	d (cm)	Λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$	τ_{bu}	La condition
(40x40)	44.76	40	37.5	19.58	0.075	1.875	0.29	2.01
(35x35)	31.62	35	32.5	22.37	0.075	1.875	0.27	2.01
(30x30)	28.74	30	27.5	26.10	0.075	1.875	0.34	2.01

Tableau VI.1.5 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.2.2 BAEL 91 modifiée 99) :**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$ $\quad \tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2{,}835\ MPa}$

Pour les Ø16 : L_s = 56.43 cm

Pour les Ø14 : L_s = 49.38 cm

Pour les Ø12 : L_s = 42.32 cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à: 0.4 L_s pour les aciers HA.

Pour les Ø16 : L_a = 22.57 cm

Pour les Ø16 : L_a = 19.75 cm

Pour les Ø16 : L_a = 16.92 cm

VI.1.5. Vérifications à l'ELS :

- **Condition de non fragilité: (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec : f_{t28}=2.1 MPa

Les résultats son résumé dans les tableaux suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	e (m)	Amin RPA	As Adoptée	OB
RDC au 2emétage	40x40	N_{max}-M_{corr}	819.49	-0.56	0,000188414	1.811	14.2	CV
		N_{min}-M_{corr}	28.17	6.57	0,059982382			
		M_{max} - N_{corr}	489.43	19.54	0,25312			
3em étage au 6em étage	35x35	N_{max}-M_{corr}	403.45	0.50	0,00124	1.37	10,68	CV
		N_{min}-M_{corr}	38.23	0.40	1,30630			
		M_{max} - N_{corr}	201	15.13	0,27638			
Toiture	30x30	N_{max}-M_{corr}	320,33	6,47	0,02019	1	9,05	CV
		N_{min}-M_{corr}	1,01	1,08	1,06930			
		M_{max} - N_{corr}	156,47	4,512	0,02883			

Tableau VI.1.6 : Vérification de la section non fragilité à L'ELS

- **État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **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 béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma bc \leq \sigma bc = 0.6\ f_{c28} = 15\ MPa$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel **[SOCOTEC]**

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN,m)	$\sigma_b$sup (MPa)	$\sigma_b$inf (MPa)	σbc (MPa)	OB
RDC au 2^{em}étage	40x40	N_{max}-M_{corr}	819.49	-0.56	5,17	5,07	15	CV
		N_{min}-M_{corr}	28.17	6.57	0.01	0.08		
		M_{max} - N_{corr}	489.43	19.54	4.89	1.23		
3^{em} étage au 6^{em} étage	35x35	N_{max}-M_{corr}	403.45	0.50	3.36	3.22	15	CV
		N_{min}-M_{corr}	38.23	0.40	0.37	0.26		
		M_{max} - N_{corr}	201	15.13	1.23	0.74		
Toiture	30x30	N_{max}-M_{corr}	320,33	6,47	5	2.12	15	CV
		N_{min}-M_{corr}	1,01	1,08	0	0		
		M_{max} - N_{corr}	156,47	4,512	2.74	0.74		

Tableau VI.1.7: Vérification des contraintes dans les aciers et le béton

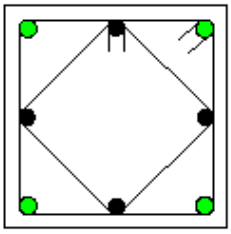
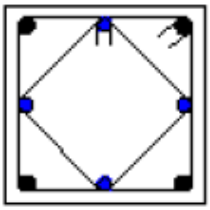
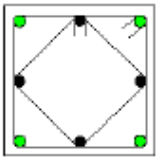
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC au 2eme étage	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
3eme au 5eme étage	35 ×35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	
Toiture	30×30	8HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau VI.1.8: Récapitulatif de ferraillage des poteaux

VI.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Elles sont ferraillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q à ELU
- G + Q à l'ELS
- G + Q ± E RPA99/2003
- 0,8 G ± E RPA99/2003

VI.2.1.Recommandations du RPA99/2003 :

- **Armatures longitudinales :**

*Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $0{,}5\% b \times h$

*Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$4\%\ b \times h$, en zone courante.

$6\%\ b \times h$, en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0,5% bh	4% bh	6% bh
Poutre principale	6,75	54	81
Poutre secondaire	6	48	72

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales [cm²]

-La longueur de recouvrement est de : 40∅ (zone II a)
-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
$A_t = 0{,}003\ .S_t\ .b$
-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
$S_t = min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) \rightarrow en\ zone\ nodale$

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow en\ zone\ de\ recouvrement$

Ø: Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales.

VI.2.2.Etapes de calcul :

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}\ avec\ f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$

Tel que :

θ =1 ; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

θ =0,9 ; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

θ =0,85 ; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 :

***Situation courante :**

$$\left.\begin{matrix}\gamma_b = 1{,}5 \\ \gamma_s = 1{,}15\end{matrix}\right\} \Rightarrow f_{bu} = 14{,}2\ MPa\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$$

***Situation accidentelle :**

$$\left.\begin{matrix}\gamma_b = 1{,}15 \\ \gamma_s = 1\end{matrix}\right\} \Rightarrow f_{bu} = 18{,}48\ MPa\ ;\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\ MPa$$

- **Cas(1) :**

$\mu < \mu_l = 0{,}392\ \rightarrow section\ simplement\ armée\ (SSA)$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

A_{st}: Section d'acier tendue

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

- **Cas(2) :**

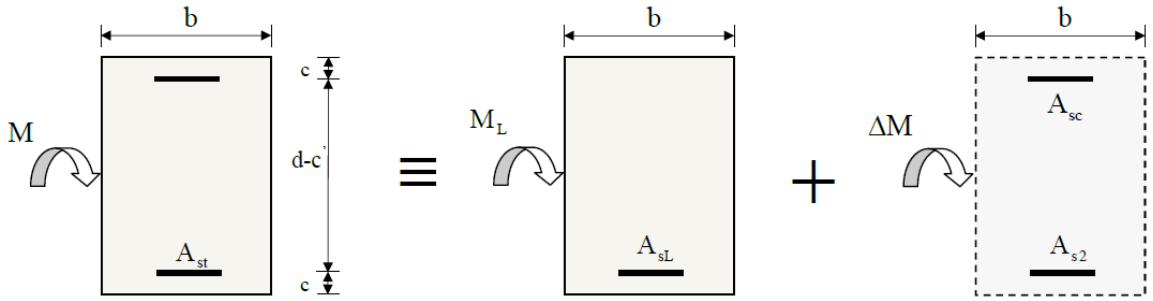
$\mu > \mu_l = 0{,}392\ \rightarrow section\ doublement\ armée\ (SDA)$

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}\ ;\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$$

Avec : $M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$

$\Delta M = M_u - M_l$



VI.2.3.Ferraillage des poutres :

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

- ✓ **Poutres principales :**
- ➢ **En travée :**

niv	M_t^{max} $(KN.m)$	μ	β	OBS	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	*Ferraillage*	$A_{adoptée}$ (cm^2)
1	32,03	0,088	0,954	SSA	3,02	4,37	3HA14+3HA10	6,97
2	29,618	0,074	0,962	SSA	2,78		3HA14+3HA10	6,97
3	30,153	0,082	0,957	SSA	2,84		3HA14+3HA10	6,97
4	30,313	0,084	0,956	SSA	2,85		3HA14+3HA10	6,97
5	30,111	0,082	0,957	SSA	2,83		3HA14+3HA10	6,97
6	31,428	0,086	0,955	SSA	2,96		3HA14+3HA10	6,97

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU

- ➢ **En appuis :**

niv	M_t^{max} $(KN.m)$	μ	β	OBS	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	*Ferraillage*	$A_{adoptée}$ (cm^2)
1	46,868	0,128	0,931	SSA	4,54	4,37	3HA14+3HA10	6,97
2	46,587	0,128	0,931	SSA	4,51		3HA14+3HA10	6,97
3	45,423	0,124	0,934	SSA	4,38		3HA14+3HA10	6,97
4	47,042	0,130	0,930	SSA	4,55		3HA14+3HA10	6,97
5	48,179	0,132	0,929	SSA	4,67		3HA14+3HA10	6,97
6	46,847	0,128	0,931	SSA	4,53		3HA14+3HA10	6,97

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU

✓ **Poutres secondaires :**

➢ **En travée :**

niv	M_t^{max} $(KN.m)$	μ	β	OBS	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	*Ferraillage*	$A_{adoptée}$ (cm^2)
1	7,494	0,028	0,986	SSA	0,81	3,75	3HA12+3HA10	5.75
2	13,005	0,050	0,974	SSA	1,42		3HA12+3HA10	5.75
3	16,666	0,064	0,967	SSA	1,84		3HA12+3HA10	5.75
4	20,707	0,080	0,958	SSA	2,30		3HA12+3HA10	5.75
5	23,4	0,090	0,953	SSA	2,62		3HA12+3HA10	5.75
6	7,822	0,030	0,985	SSA	0,85		3HA12+3HA10	5.75

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU

➢ **En appuis :**

niv	M_t^{max} $(KN.m)$	μ	β	OBS	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	*Ferraillage*	$A_{adoptée}$ (cm^2)
1	11,63	0,044	0,978	SSA	1,27	3,75	3HA12+3HA10	5.75
2	18,758	0,072	0,963	SSA	2,08		3HA12+3HA10	5.75
3	24,037	0,092	0,952	SSA	2,70		3HA12+3HA10	5.75
4	29,388	0,114	0,939	SSA	3,34		3HA12+3HA10	5.75
5	33,221	0,128	0,931	SSA	3,81		3HA12+3HA10	5.75
6	8,743	0,034	0,983	SSA	0,95		3HA12+3HA10	5.75

Tableau VI.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU

VI.2.4.Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité: (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 32\frac{2.1}{400} = 0{,}97\ cm^2 < A_{adoptée} \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27\frac{2.1}{400} = 0{,}82\ cm^2 < A_{adoptée} \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = min\{3.33MPa; 5MPa\} = \mathbf{3.33\ MPa}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{75{,}43 \times 10^3}{250 \times 320} = \mathbf{0{,}94\ MPa}$$

$$\tau_u = 0.94\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{31{,}85 \times 10^3}{250 \times 270} = \mathbf{0{,}47\ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art. 5.1.3.2, BAEL)**

► **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_a}{0.9d}\right)$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_a = 6{,}97cm^2 \geq \frac{1.15}{400}\left(75{,}43 - \frac{48{,}179}{0.9 \times 0{,}32}\right) = -0{,}264\ cm^2 \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_a = 5.75cm^2 \geq \frac{1.15}{400}\left(31{,}85 - \frac{33{,}221}{0.9 \times 0{,}27}\right) = -0{,}301\ cm^2 \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

► **Influence sur le béton :**

$$T_{max} \leq \bar{T}_{max} \quad ; avec: \bar{T}_{max} = \frac{0.4 f_{c28} 0.9bd}{\gamma_b}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\bar{T}_{max} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0{,}25 \times 0{,}32}{1.5} = \mathbf{480\ KN}$$

$$T_{max} = 75{,}43\ KN < \bar{T}_{max} = 480\ KN \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\bar{T}_{max} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0{,}25 \times 0{,}27}{1.5} = \mathbf{405\ KN}$$

$$T_{max} = 31{,}85\ KN < \bar{T}_{max} = 405\ KN \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15\ MPa}$$

Avec $\sum U_i$: $Somme\ des\ périmètres\ utiles\ des\ armatures$

✓ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3{,}14 \times 1 = \mathbf{22{,}61\ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{75{,}43 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226{,}1} = \mathbf{1{,}16\ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1{,}16\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1 = \mathbf{20{,}72\ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31{,}85 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 207{,}2} = \mathbf{0{,}63\ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0{,}63\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \quad \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

- **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} \quad ; \quad Avec:\ \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\ MPa}$$

Pour HA10 :

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35{,}27\ cm$$

Pour HA14 :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49{,}38\ cm$$

Pour HA12 :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42{,}33\ cm$$

La longueur de scellement dépasse du poteau à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet :

$$L_c = 0.4 L_s$$

Pour HA10 :

$$L_c = 0.4 \times 35{,}27 = 14{,}11\ cm$$

Soit $\boldsymbol{L_c = 15\ cm}$.

Pour HA14 :

$$L_c = 0.4 \times 49{,}38 = 19{,}75\ cm$$

Soit $\boldsymbol{L_c = 20\ cm}$.

Pour HA12 :

$$L_c = 0.4 \times 42{,}33 = 16{,}93\ cm$$

Soit $\boldsymbol{L_c = 20\ cm}$.

- **Armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

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

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq min\left\{\emptyset_l\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = min\{10\ ;10\ ;25\} = 10mm$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq min\left\{\emptyset_l\ ;\ \frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}\right\} = min\{10\ ;8{,}6\ ;25\} = 8{,}6\ mm$$

On prend un cadre et un étrier en $\emptyset\mathbf{8}$.

Donc on opte pour $\boldsymbol{A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2}$.

- **Espacement des barres :**

❖ **BAEL 91 (A.5.1,22) :**

$S_t \leq min\{0.9d\ ;40cm\}$

- ✓ **Poutres principales :**

$S_t \leq min\{0.9d\ ;40cm\} = min\{28{,}8\ ;40cm\} = \mathbf{28{,}8\ cm}$

- ✓ **Poutres secondaires :**

$S_t \leq min\{0.9d\ ;40cm\} = min\{24{,}3\ ;40cm\} = \mathbf{24{,}3\ cm}$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 20\ cm}$.

- ❖ **RPA 2003 (A.7.5.2.2) :**

$A_t \geq 0.003 S_t b$

- ✓ **Poutres principales :**

Zone nodale :

$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\ ;12\emptyset\right\} = min\{8{,}75\ ;12\} = 8{,}75\ cm$

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

$A_t = 0.003 \times 8 \times 25 = \mathbf{0{,}6\ cm^2}$

Zone courante :

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

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

$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1{,}125\ cm^2}$

- ✓ **Poutres secondaires :**

Zone nodale :

$S_t \leq min\left\{\frac{h}{4}\ ;12\emptyset\right\} = min\{7{,}5\ ;12\} = 7{,}5\ cm$

Soit : $\boldsymbol{S_t = 7\ cm}$

$A_t = 0.003 \times 7 \times 25 = \mathbf{0{,}525\ cm^2}$

Zone courante :

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

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

$A_t = 0.003 \times 15 \times 25 = \mathbf{1,125\ cm^2}$

Délimitation de la zone nodale :

- ✓ **Poutres principales** : $L' = 2h = \mathbf{70cm}$
- ✓ **Poutres secondaires** : $L' = 2h = \mathbf{60cm}$

VI.2.5.Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables, donc aucune vérification n'est à effectuer.

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348\ MPa$

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}\ ; avec\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 dA}$$

Les résultats de la vérification sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

- ✓ **Poutres principales :**
- ➢ **En travée :**

Niveau	M_{sMAX} (KN.m)	A_t (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
1	23,231	6,97	0,883	0,867	22,59	120,13	5,32	15	**C.V**
2	21,494	6,97	0,883	0,867	22,59	111,15	4,92	15	**C.V**
3	21,881	6,97	0,883	0,867	22,59	113,15	5,01	15	**C.V**
4	22,001	6,97	0,883	0,867	22,59	113,77	5,04	15	**C.V**
5	21,852	6,97	0,883	0,867	22,59	113,01	5,01	15	**C.V**
6	22,852	6,97	0,883	0,867	22,59	118,17	5,23	15	**C.V**

Tableau VI.2.6 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales

- **Appuis :**

Niveau	M_{sMAX} (KN.m)	A_t (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
1	33,984	6,97	0,883	0,867	22,59	175,74	7,78	15	**CV**
2	33,787	6,97	0,883	0,867	22,59	174,72	7,73	15	**CV**
3	32,959	6,97	0,883	0,867	22,59	170,44	7,54	15	**CV**
4	34,127	6,97	0,883	0,867	22,59	176,48	7,81	15	**CV**
5	34,96	6,97	0,883	0,867	22,59	180,79	8,01	15	**CV**
6	33,976	6,97	0,883	0,867	22,59	175,70	7,78	15	**CV**

Tableau VI.2.7 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales

- ✓ **Poutres secondaires :**
- **Travée :**

Niveau	M_{sMAX} (KN.m)	A_t (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
1	5,404	5,75	0,865	0,868	22,88	40,10	1,75	15	**CV**
2	9,385	5,75	0,865	0,868	22,88	69,64	3,04	15	**CV**
3	12,027	5,75	0,865	0,868	22,88	89,25	3,90	15	**CV**
4	14,944	5,75	0,865	0,868	22,88	110,89	4,85	15	**CV**
5	16,89	5,75	0,865	0,868	22,88	125,34	5,48	15	**CV**
6	5,612	5,75	0,865	0,868	22,88	41,64	1,82	15	**CV**

Tableau VI.2.8 : Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires

- **Appuis :**

Niveau	M_{sMAX} (KN.m)	A_t (cm^2)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
1	8,421	5,75	0,865	0,868	22,88	62,49	2,73	15	**CV**
2	13,569	5,75	0,865	0,868	22,88	100,69	4,40	15	**CV**
3	17,381	5,75	0,865	0,868	22,88	128,98	5,64	15	**CV**
4	21,247	5,75	0,865	0,868	22,88	157,67	6,89	15	**CV**
5	24,018	5,75	0,865	0,868	22,88	178,23	7,79	15	**CV**
6	6,331	5,75	0,865	0,868	22,88	46,98	2,05	15	**CV**

Tableau VI.2.9 : Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres secondaires

- **Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{L}{500}$

On prendra **"L"** la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

✓ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = \mathbf{0,9\ cm}$$

$$f_{etabs} = < \bar{f} = 0{,}9\ cm \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = \mathbf{0,66\ cm}$$

$$f_{etabs} = < \bar{f} = 0{,}66\ cm \ \rightarrow \boldsymbol{Condition\ vérifiée}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

VI.3.Ferraillage des voiles :

VI.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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 aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferraillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- **1.35G + 1.5Q**
- **G + Q ± E**
- **0.8G ± E**

Le ferraillage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone1**: niveaux : RDC
- **Zone2**: 1er et 2ème étage.
- **Zone3**: 3ème ,4ème et 5ème étage.

VI.3.2.Exposé de la méthode :

a. Calcul de l'excentricité :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : Ω : section du béton

I: moment d'inertie du trumeau

Y : bras de levier; Y=L/2

M et **N** sont déterminés à partir du logiciel.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent :

- Faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de10cm et un enrobage de 5cm.
- Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.
- **E**n fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue : $l_t = L - L_c$

Avec : $l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$

Remarque :

Au cours de nos calculs, nous avons constaté que toute les sections sont partiellement comprimées et simplement armées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

b.Calcul le moment fictif :

$$Mf = M + Nu\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + \frac{h}{2} - c$ si N_u est un effort de compression

$g = e_u - \frac{h}{2} + c$ si N_u est un effort de traction

c.Ferraillage du voile :

- **Armatures verticales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : bu=} \frac{0.85 f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; θ = 0.85 : si la durée d'application est < à 1 heure

$$A_V = \frac{M_b}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec A_v : section des armatures tendue du voile.

- **Armatures horizontales :**
- **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135 °ayant une longueur de 10 Ø

-A_H > 0,15% x B

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

d.Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux : (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile AV et Ah ≥ 0,15% B

-Zone courante : AV et Ah ≥ 0,10% B.

e.Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression. D'après **l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003 :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f.Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ³ 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g.Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq \min \{ 1.5e , 30 \text{ cm} \}$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

h.Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

-40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-**20ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i.Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1\frac{T}{f_e} \qquad \text{Avec :} \qquad T = 1{,}4\,V_u$$

Vu : 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.

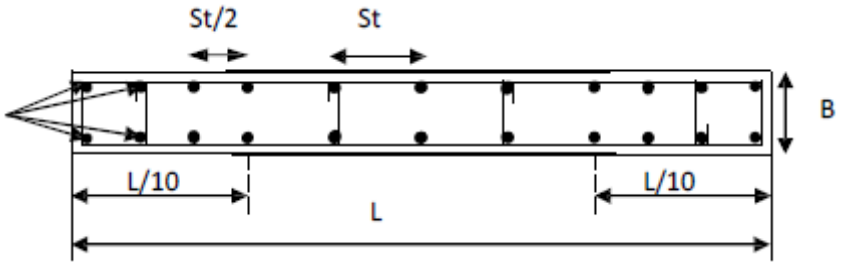


Figure VI.1 : Schéma d'une coupe horizontale d'un voile

V.3.3.Vérification :

a. **Exigences du RPA 99 (Art 7.7.4.1 / RPA 99/2003)**

$$A_{min} \geq 0{,}002B$$

- **Zone tendue :**

$A_{total\ tendu} \geq 0.2\%b \times l_t$

Avec : B : la section de voile

Lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

$A_{total\ de\ voile} \geq 0.15\%B$

- **Zone courante** :

$A_{total\ courante} \geq 0.10\%Lc \times b$

Avec Lc= L-2L/10 : La longueur de la zone courante

b. Exigences du BAEL :

$A_{min} \geq 0{,}23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$ (Art 4.2.1 / BAEL 91/99)

V.3.4.Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

Ns: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée.

- ✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \longrightarrow V = 1{,}4 \times V_U$$

Avec

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_b \longrightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\overline{\tau_u}$:contrainte de cisaillement (Art5.1,211/BAEL91modifiées99).

$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

$\overline{\tau_u} = 3{,}26\ Mpa$

Exemple de calcul :(VL1 zone1 cas accidentelle)

- **Caractéristiques géométriques :**

L=1.20 m ; b=0.20 m

- **Les sollicitations :**

Nu= -744.85 KN (effort de compression)

Mu=756.02 KN.m

- **Calcul de la hauteur utile(d):**

Longueur de la zone d'extrémité :L/10=120/10 = **12 cm**

d=L-(L/10/2)=120-6 =114cm= **1.14 m**

- **Calcul de l'excentricité** :

e = $\frac{M}{N} = \frac{756.02}{744.85}$ = **1.01 m**

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

- **Déterminer le diagramme des contraints :**

$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y =$ -3103.54 + 16200 = 13096.5 MPA

$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y =$ -19303.54 Mpa

- **Calcul de la langueur de la zone tondue :**

$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L = \frac{13.09}{13.09+19.3}$ 1.2 = 0.48 m = 0.5m

$L_t = L - l_c = 1.2 - 0.5 = 0.7$ m

Espacement :

En zone courante $D \leq \min\{1.5e,\ 30cm\} = 30$ cm

Soit D = 20 cm en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est D/2 =10 cm (espacement du potelet)

d= L-5-D/2 = L-5-10/2= **110 cm.**

- **Calcul du moment fictif :**

$$Mf = M + Nu\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N_u \times g$$

g = e_u - $\frac{h}{2}$ - c = 1.01 – (1.20/ 2) - 0.05 = **0.36**

Mf = 756.02 * 0.36 = **272.16 KN.m**

- **Ferraillage du voile:**
- ✓ **Armatures verticales:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{0{,}85 \times 1{,}15} = 21{,}7\ Mpa$$

$$\mu = \frac{272.16 x 10^6}{200 x 115^2 x\ 21.7} = \mathbf{0.047} < 0.392 = \longrightarrow \textbf{SSA} \longrightarrow \boldsymbol{\beta = 0.975}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire :

$$A_v = \frac{M}{\beta . d . \sigma_s} + \frac{N}{\sigma_s} = \frac{756.02\ x\ 10^6}{0.968\ x\ 1150 x 400} + \frac{744.85\ x 10^3}{400} = 16178\ mm^2 = \mathbf{16.17\ cm^2}$$

Soit **6HA20 = 18,84 cm²**

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \frac{200 \times 1200 \times 2{,}1}{400} \times 10^{-2} = 2.89 cm^2$$

$$A_{min} = \max \begin{cases} \\ A_{min} \geq 0{,}002B = 0{,}002 \times 20 \times 125 = 5cm^2 \end{cases}$$

A_{adop} = 18.65 > A_{min} = 5 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

Exigences de RPA 99 (version 2003) :

- ► **Zone tendue :**

$A_{tendu\ min}$ = bx l_t = 0.2 x 0.7 = 0.14 m²

0.2% b l_t = 1.4 cm² < 19.94 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

Globalement dans le voile :

$A_{min\ de\ voile} > 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 120 = 3.6\ cm^2$

$A_{total\ de\ voile} = 2 \times 18.65 + 4.02 =$ **41.32 cm²**

$3.6\ cm^2 < 41.32\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Zone courante :**

$A_{min\ zone\ c} = 0.10\% \times Bc$

$B_c = 100 \times 20 = 2000\ cm^2$

$A_V/zone\ c = 0.001 \times 2000 = 2\ cm^2$

$1.92\ cm^2 \leq 8{,}04\ cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

✓ **Armatures horizontales :**

$A_h > \max(Av/4 ; 0.15\%B)$

$A_h > \max(19.94/4 ; (0.15 \times 120 \times 20)/100)$

$A_h > 4.66\ cm^2$

On adopte: **5HA12** (e=20cm) =**5,65 cm ²**

✓ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91

$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{150.9 \times 10^3}{200 \times 1150} =$ **0.656 Mpa**

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0.64 f_{cj}^{2/3} = 4.75\ MPa$$

$\tau_u = 0.656\ Mpa < 4.75\ Mpa$ ⟶ **Condition vérifiée**

RPA 2003

$\tau b = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.4 \times 150.9 \times 10^3}{200 \times 1150} = 0.92 Mpa$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} =$ **5 Mpa**

$\tau b = 0.92\ Mpa < 5\ Mpa$ ⟶ **Condition vérifiée**

Vérification à l'ELS :

$\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28} = 15MPA$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \longrightarrow \sigma b = \frac{670.33 \times 10^3}{200x1200+15x51.47} = 2.784 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 3\,MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les résultats de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

- **Sens longitudinales :**

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,20	1,20	1,20
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m²)	0,24	0,24	0,24
	h	3,73	2,88	2,88
Solicitation de calcul	T(kN)	53,280	41,410	13,400
	N_{ser} (kN)	670,33	420,65	231,47
	Vu (kN)	74,592	57,974	18,760
	σ_{max} (kN/m²)	13096,500	5442,410	747,020
	σ_{min} (kN/m²)	19303,540	9784,650	3334,650
	σs (kN/m²)	400,00	400,00	400,00
	L_c	0,49	0,43	0,22
	L_t	0,71	0,77	0,98
	d	0,32	0,29	0,15
	$d_{adopté}$	0,32	0,29	0,15
	$d2 = L_t - d_{adopté}$	0,39	0,49	0,83
	σ_1	7172,947	3424,295	635,456
	N_1	655,45	253,53	20,24
	N_2	280,87	166,14	52,99
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)	16,39	6,34	0,51
	A_{v2}/bande (cm²)	7,02	4,15	1,32
	A_{vj} (cm²)	2,05	1,59	0,52
	A'v1/bande/nappe	16,90	6,74	0,64
	A'v2/bande/nappe	7,53	4,55	1,45

armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		5,00	5,00	4,80
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		12.57	8.04	6.16
	A'v2 adopté (cm²)		6.28	3.08	2.26
	Choix de A (cm²)	A'v1	4HA20	4HA16	4HA14
	Choix de A (cm²)	A'v2	2HA20	2HA14	2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,02	5,02	3,85
	AH adopté (cm2)		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	T_b	0,910	0,268	0,087
	2,26 Mpa	T_u	0,247	0,192	0,062
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,481	1,557	0,880

- **Sens transversales :**

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,20	1,20	1,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,24	0,24	0,24
	h		3,73	2,88	2,88
Solicitation de calcul	T(kN)		51,970	24,980	9,710
	N_{ser} (kN)		703,12	420,65	218,36
	Vu (kN)		72,758	34,972	13,594
	σ_{max} (kN/m²)		12967,460	5978,120	1245,210
	σ_{min} (kN/m²)		15475,870	9874,630	4215,960
	σs (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L_c		0,55	0,45	0,27
	L_t		0,65	0,75	0,93
	d		0,36	0,30	0,18
	$d_{adopté}$		0,33	0,30	0,18
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0,33	0,45	0,74
	σ_1		6483,730	3565,343	1000,023
	N_1		635,00	287,91	40,96
	N_2		211,67	158,94	74,40
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		16.85	6.34	0.51
	A_{v2}/bande (cm²)		7.02	1.59	0.52
	A_{vj} (cm²)		2,00	0,96	0,37
	A'v1/bande/nappe		16,38	7,44	1,12
	A'v2/bande/nappe		5,79	4,21	1,95
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		5,00	5,00	4,80
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		12.57	8.04	6.16
	A'v2 adopté (cm²)		6.28	3.08	2.26
	Choix de A (cm²)	Bande 1	4HA20	4HA16	4HA14
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2HA20	2HA14	2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20

Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		5,02	5,02	3,85
	AH adopté (cm2)		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	0,910	0,162	0,063
	2,26 Mpa	τ_u	0,241	0,116	0,045
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2,603	1,557	0,830

VII.Etudes de l'infrastructure :

VII.1.Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

VII.2. Choix du type des fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ Facilité d'exécution (coffrage).
- ✓ Économie.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, ou un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Avec: **σsol= 2 bars**

VII.2.1.Semelle isolée :

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = 1 = K \rightarrow A \neq B(\text{Poteau rectangulaire}).$$

D'où B > (Ns / **σsol**) ½ ⟶ **B** > ((788.24)/ 200) ½ = 1.98 m = **2 m**

VII.2.2. Semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

σsol > N/s = N/ BL ⟶ B > N / σsol L

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et **Q** : Charge et surcharge à la base du voile

σ_s: Contrainte admissible du sol.

- **Surfaces des semelles filantes sous voiles :**
- **Sens longitudinal :**

VOILE	N(KN)	L (m)	B(m)	S=BxL (m²)
VL1/01	649.61	1.2	2.7	3.252
VL1/04	659.06	1.2	2.75	3.3
VL1/07	649.43	1.2	2.7	3.252
VL1/10	659.01	1.2	2.75	3.3
Somme	/			**13.104**

Tableau VII.1: Surfaces des semelles filantes sous voiles sens X-X

- **Sens transversal :**

VOILE	N(KN)	L (m)	B(m)	S=BxL (m²)
VL1/01	662.62	1.2	2.76	3.312
VL1/04	662.66	1.2	2.76	3.312
VL1/07	660.57	1.2	2.75	3.3
VL1/10	660.5	1.2	2.75	3.3
Somme	/			**13.224**

Tableau VII.2: Surfaces des semelles filantes sous voiles sens Y-Y

Sv = **ΣSi = 26.328 m²**

Avec **Sv** : Surface totale des semelles filantes sous voiles

► **Semelles filantes sous poteaux :**

Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Mi
5	581.76	8.45	4915.872	8.101
4	788.24	3.95	3113.54	-0.315
3	781.19	-0.95	-742.13	0.075
2	624.03	-5.45	-3400.96	-4.18
1	60.32	-8.45	-509.704	-7.899
Somme	**2835.54**	/	**3376.626**	**-4.218**

Tableau VII.3: Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

La charge totale transmise par les poteaux est: **Σ Ni = 2835.54 KN**

$$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{3376.62 - 4.21}{2835.54} = 1.19 \text{ m}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

E= 1.19 m < L/6 = 16.9/6 = 2.82 m ⟶ Répartition trapézoïdale.

Qmin = Nt / L x (1 – $\frac{6e}{L}$) = 2835.54 / 16.9 x (1 – $\frac{6 \text{ x } 1.19}{16.9}$) = **96.89 KN/m²**

Qmax = Nt / L x (1 + $\frac{6e}{L}$) = 2835.54 / 16.9 x (1 + $\frac{6 \text{ x } 1.19}{16.9}$) = **238.67 KN/m²**

q (l/4) = Nt / L x (1 + $\frac{3e}{L}$) = 2835.54 / 16.9 x (1 + $\frac{3\text{x } 1.19}{16.9}$) = **203.23 KN/m²**

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{204,23}{200} = 1,02\text{m}$$

On prend **B = 1,10m**

On aura donc, **S** = B ×L =1,1 ×16.9 = **18.59 m²**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : St = s x n + Sv

Avec : **St** = 18.59 x 6 + 26.32 = **137.86 m²**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

SBat = 277.16

$\frac{St}{SBat} = \frac{137.86}{277.16} = \mathbf{0.49}$

La surface totale des semelles représente 49% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à50% de la surface totale Du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation.

VII.3.Dimensionnement de la semelle :

- **Hauteur de la semelle:**

Hs = $\frac{B-b}{4}$ +5 = $\frac{110-40}{4}$ + 5 = 22.5

On prend **hs = 30 cm**

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow 27{,}5 \leq d \leq 70$$

On prend **d = 35 cm**

VII.4.Ferraillage de la semelle dans le sens «B »:

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$ **avec Nu = 1083.55KN**

Ast = $\frac{1083.55 \text{ x } (1100-400) \text{x } 10^3}{8\text{x}350\text{x}348}$ = 778.6 mm^2 = **7.7 cm^2**

On opte pour : **6HA14 = 9.24 cm** ²avec un espacement de **15 cm**

- **La longueur d'ancrage :**

Pour : FeE400 et f_{c28} 25Mpa ⟶ **l_s = 49,38 cm**

τu = 0.6φ^2ft28 = **2.835 MPa**

Ls : Øfe / 4 τu = **49,38 cm**

Ls = 49,38 > B/4 = **27.5 cm**

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des crochets.

- **Les armatures de répartition :**

Ar = Ast / 4 = 9.24/ 4 = **2.31 cm²**

4HA 10 = 3,14 cm²

VII.5.Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$L/9 \leq h_p \leq \frac{L}{6}$ ⟶ $0.5 \leq h_p \leq 0.75$

On prend : $\mathbf{h_p = 0.70\ m}$

La largeur de poutre : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p 20 \leq b_p \leq 40$

On prend : $\mathbf{b_p = 45\ cm}$

VII.6.Ferraillage longitudinal à l'ELU :

Poteaux	Nu	ei	Nu x ei	Mi
5	802.48	8.45	6780.95	11.17
4	1083.55	3.95	4280.02	-0.436
3	1073.8	-0.95	-1020.11	0.110
2	860.43	-5.45	-4689.34	-5.771
1	82.5	-8.45	-697.12	-10.888
Somme	**3902.76**	/	**4654.4**	**-5.81**

Tableau VII.4 : Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELU

$$e = \frac{\sum N_i.e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 1.19\ m$$

- **Calcul de la charge uniforme :**

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T}\right) = \frac{3902.76}{16.9} \times \left(1 + \frac{3x1.19}{16.9}\right) = \mathbf{279.71\ KN/ml}$$

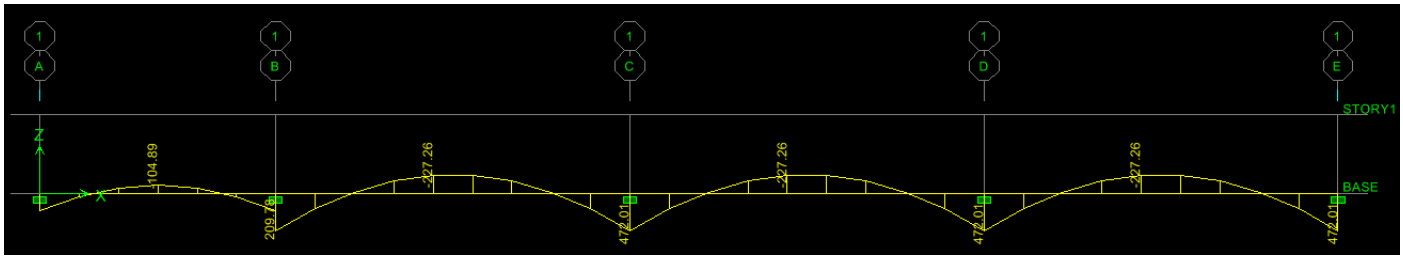


Figure VII.1: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.

❖ **Ferraillage aux appuis :**

Appuis	Ma	μ	β	Ast	Amin	observation	$A_{adopté}$ (cm²)
A	209,78	0,074	0.962	9,35	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
B	209,78	0,074	0.962	9,35	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
C	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
D	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13
E	472,01	0,164	0,910	22,25	3,64	Ast > Amin	4HA20+4HA20=25,13

Tableau VII.5: Ferraillage de la poutre de rigidité aux appuis.

❖ **Ferraillage en travées :**

Travées	Mt	μ	β	Ast	Amin	observation	$A_{adopté}$ (cm²)
A-B	104,89	0,036	0.982	4,58	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
B-C	227,26	0,080	0.958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
C-D	227,26	0,080	0,958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56
D-E	227,26	0,080	0,958	10,17	3.64	Ast > Amin	4HA16+4HA12=12,56

Tableau VII.6: Ferraillage de la poutre de rigidité en travées.

VII.7.Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):**

$$A_{min} \geq \frac{0{,}23xbxdxft28}{fe}$$ avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28}$ = **2.1MPa**

$$A_{min} \geq \frac{0.23x45x67x2.1}{400} = 3{,}64\ cm^2$$

- **Influence de l'effort tranchant :**

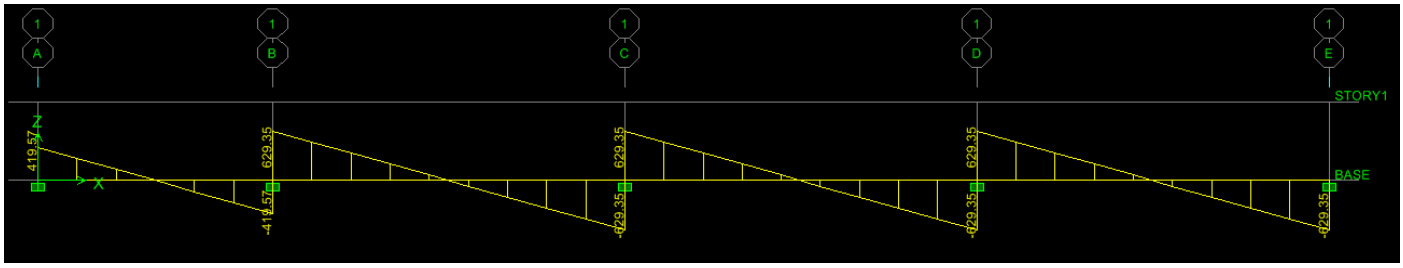


Figure VII.2: Diagramme des efforts tranchants T

➢ **Influence sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)**

$$T_{max} \leq \bar{T}_{max} = \frac{0{,}4bd0{,}9f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}4 \times 0{,}45 \times 0{,}67 \times 0{,}9 \times 25 \times 10^3}{1{,}5} = \mathbf{1809\ KN}$$

$T_{max} = 629{,}35\ KN < \bar{T}_{max} = 1809\ KN \longrightarrow$ ***Condition vérifiée***

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0{,}9\times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9\times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq A_u = \frac{1{,}15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9\times d}\right)$

Si $T_u + \frac{M_u}{0{,}9\times d} < 0$ ==>la vérification n'est pas nécessaire

$(629{,}35 - \frac{472{,}01}{0.9x0.67}) < 0 \longrightarrow$ Donc la vérification n'est pas nécessaire

- **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} < \overline{\tau_u}$ Avec T_u : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5};\ 4\ \text{MPa}\right) = \mathbf{2{,}5\ MPa}.$$

$\tau u = \frac{Tu}{bd} = \frac{629{,}35 \text{ x } 10^3}{450x670}$ = **2,09** < 2.5 MPa $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = \mathbf{3{,}15\ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient scellement **HA**.

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

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (4 \text{ x } 3{,}14 \text{ x } 2) =$ **50,24 cm**

$\tau se = \frac{629{,}35\ x\ 10^3}{0.9x670x502{,}4}$ = **2,07 MPa** < 3.15 MPa $\longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$\emptyset_t \leq min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\} = min\{2; 2; 4{,}5\}$

$\emptyset_t \leq 20mm$; on prend $\emptyset_t = \mathbf{8mm}$

On adopte un cadre et un étrier de **HA8**.

- **Condition d'espacement des barres: (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :**

$S_t \leq \min(0{,}9d\,;40\text{ cm}) \longrightarrow$ S_t < min (60,3 ; 40 cm) = **40 cm**

❖ **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

✓ **Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section

0.5% de la section= 0.005× b×h= 0.005×45×70= **15,75 cm**

✓ **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

_Armatures transversales minimales :

- **Zone nodale :**

$s_t \leq min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset\right\} = min\{17{,}5; 24\} = 17{,}5\ cm$

On prend $\boldsymbol{S_t = 10\ cm}$

$A_{t\,min}$= 0,003 × St × b`

A_{tmin} = 0.003x15x45 = **2.025 cm²**

- **Zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\ cm$

On prend $\boldsymbol{S_t = 15cm}$

A_{tmin} = 0.003x15x45 = **2.025 cm²**

Donc on optera pour Trois cadres soit : **A_t = 4HA8 = 2.01 cm²**

Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

L= 2xh ⟶ **L** = 2 x 70 = **140 cm**

VII.8.Calcul à l'ELS :

Poteaux	Ns	ei	Ns x ei	Mi
5	581,76	8,45	4915,872	8,1
4	788,24	3,95	3113,548	-0,315
3	781,19	-0,95	-742,1305	-0,21
2	624,03	-5,45	-3400,9635	-1,061
1	60,32	-8,45	-509,704	-0,048
Somme	**2835,54**	/	**3376,622**	**6,466**

Tableau VII.7: Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

► **Calcul de la charge uniforme :**

$$\boldsymbol{e} = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{3376{,}622 + 6{,}466}{2835{,}54} = \mathbf{1{,}19\ m}$$

$$\boldsymbol{q_s} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2835{,}54}{16{,}9} \times \left(1 + \frac{3 \times 1{,}19}{16{,}9}\right) = \mathbf{203{,}23\ KN/ml}$$

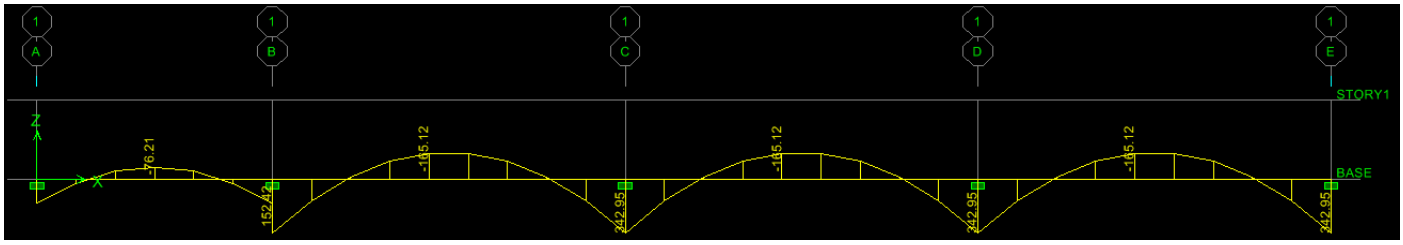


Figure VII.3: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS

► **Vérification des contraintes :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd}; \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a}; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

✓ **Aux appuis :**

Appuis	M_s	A_{ad}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
A	152,42	25,13	0,831	0,870	23,46	104,05	4,43	15	vérifiée
B	152,42	25,13	0,831	0,870	23,46	104,05	4,43	15	vérifiée
C	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée
D	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée
E	342,95	25,13	0,831	0,870	23,46	234,12	9,98	15	vérifiée

Tableau VII.8: Vérification des contraintes aux appuis

✓ **En travées :**

Travées	M_s	A_{ad}	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
AB	76,21	12,56	0,418	0,901	35,5	100,51	2,83	15	vérifiée
BC	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée
CD	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée
DE	165,12	12,56	0,418	0,901	35,5	217,77	6,13	15	vérifiée

Tableau VII.9: Vérification des contraintes en travées

VII.9.Ferraillage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

Site de catégorie S2 et S3 : (25cm×30cm)

Site de catégorie S4 : (30cm×30cm)

On adoptera pour notre cas une section de **(25×30) cm** ^{2}

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = \frac{N}{\alpha} > 20$ KN

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considérée.

✓ **Les armatures longitudinales :**

N = 788.24 KN

$\alpha = 15$ (Ila : site 2)

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{788.24}{15} = 52.54$ KN

$A_s = \frac{F}{\sigma st} = \frac{52.54x10^3}{348} = 151.003$ mm^2 = **1.510 cm^2**

Le ferraillage minimum exigé par le **RPA** est de 0,6 % de la section totale.

$A_{min} = 0{,}006 \times 25 \times 30 =$ **4,5 cm^2**

On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 3HA14 =4,62 cm** ^{2}

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l\,\min}\right) cm$$

$$\phi_t \leq \min(1 ; 3 ; 1{,}4)\ cm$$

$$\phi_t \leq 1{,}00\ cm \qquad on\ prend\ un\ cadre\ HA8$$

Espacement des cadres :

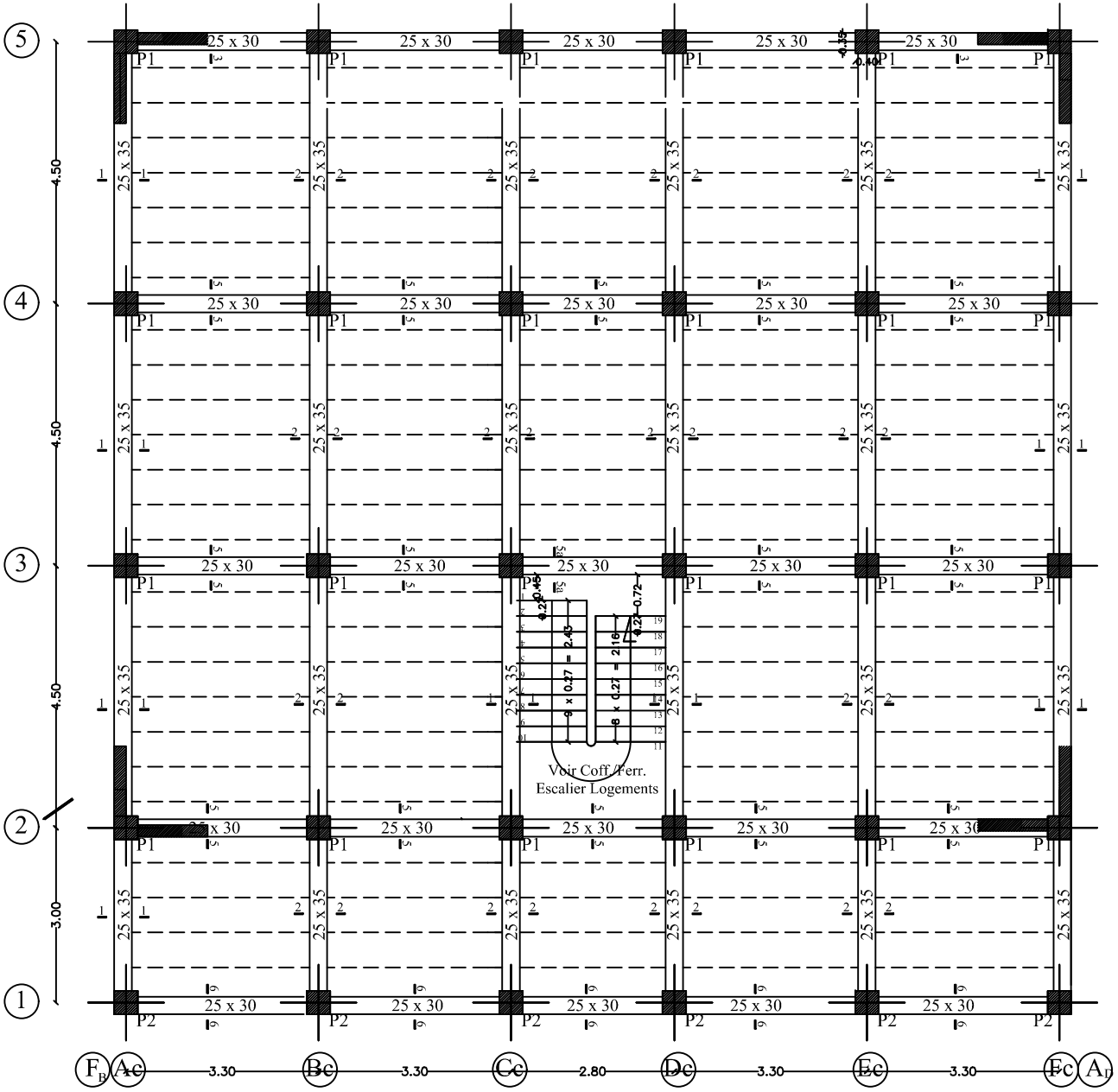
Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

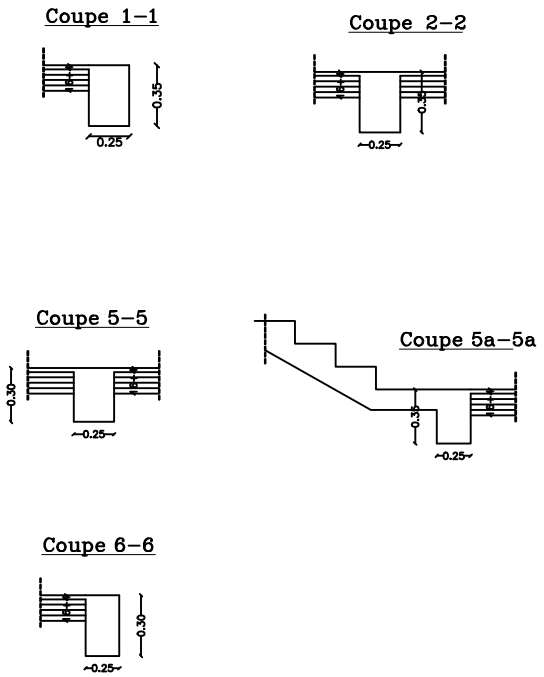
$$S_t \leq \min(20 ; 15\phi_l)\ cm$$

$$S_t \leq \min(20 ; 21)\ cm$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15\ cm$

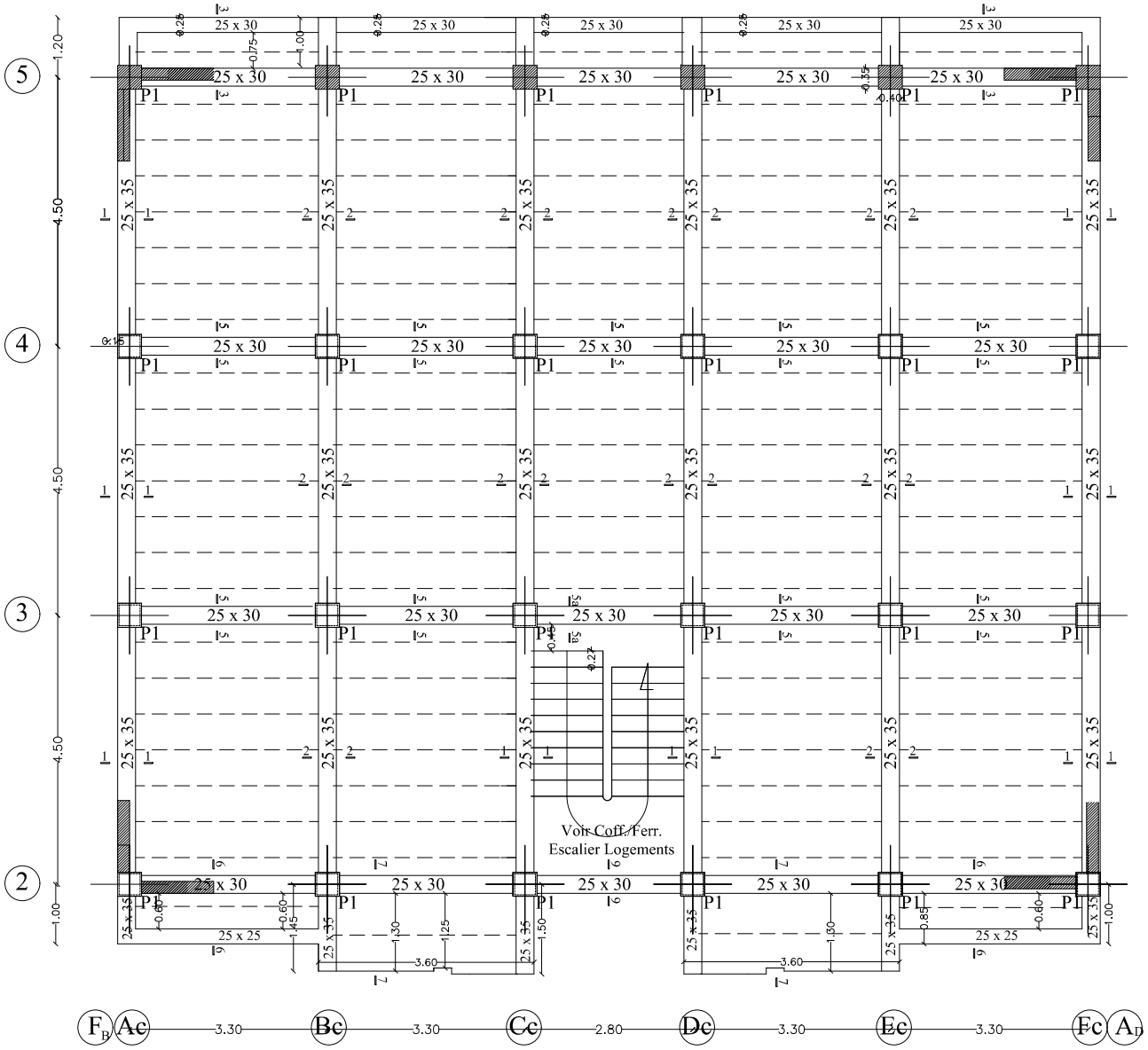
COFFRAGE DU RDC

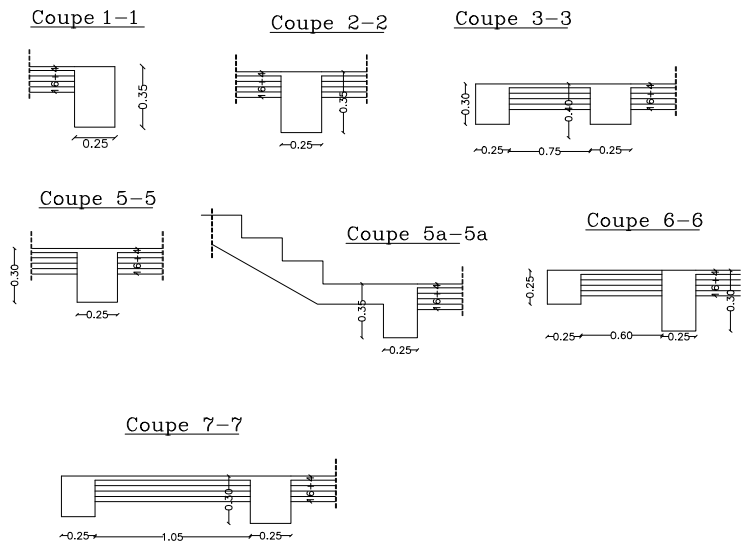




République Algérienne démocratique ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI–OUZOU Faculté génie DE LA CONSTRUCTION Département génie CIVIL	
Réalisé par: OUKID NADIR NEZAR NORA	TITRE : Coffrage du plancher RDC
Dirigé par: Mme BOUZID LEYLA	
Promotion 2019/2020	

COFFRAGE 2/4





République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

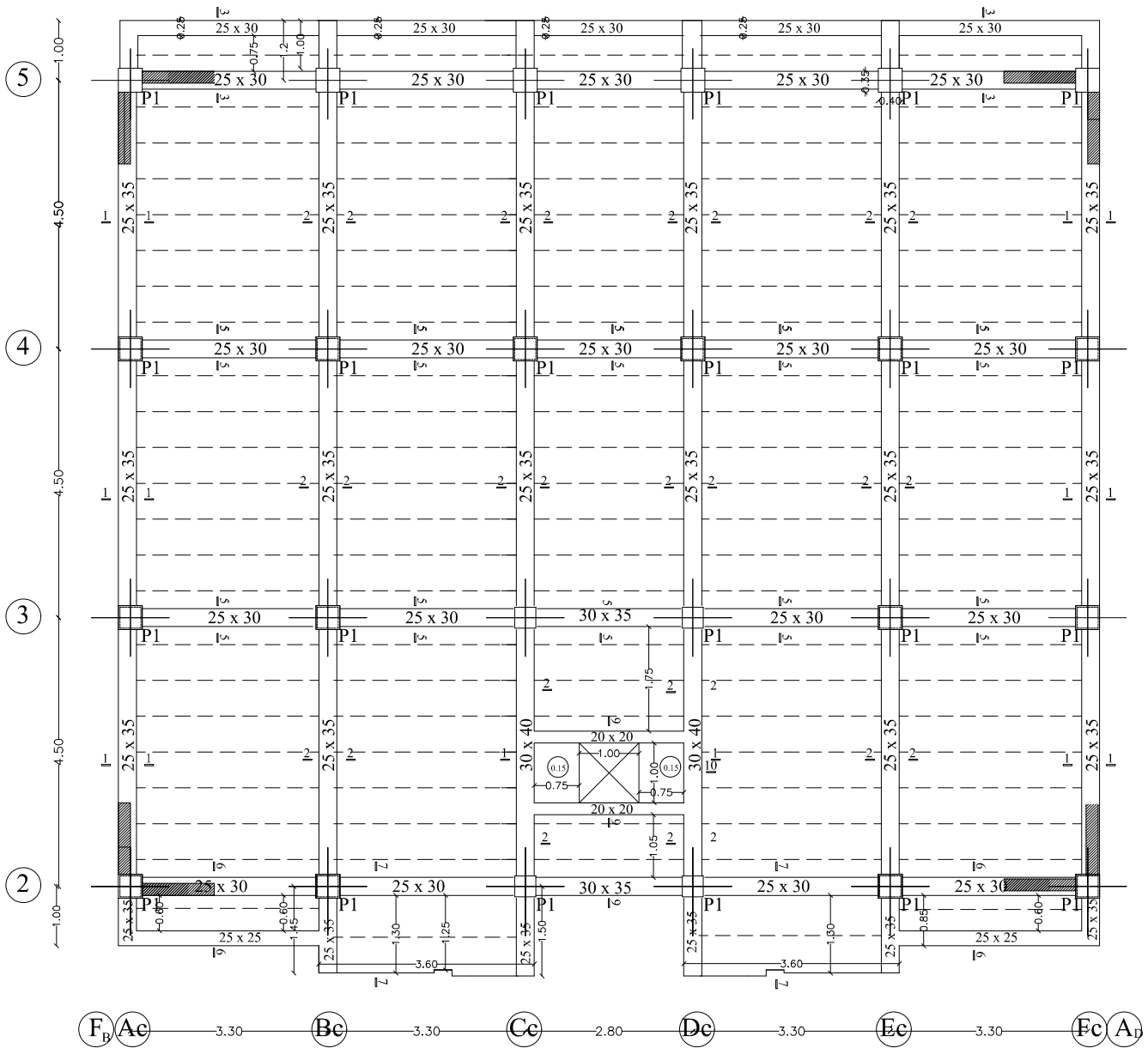
Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

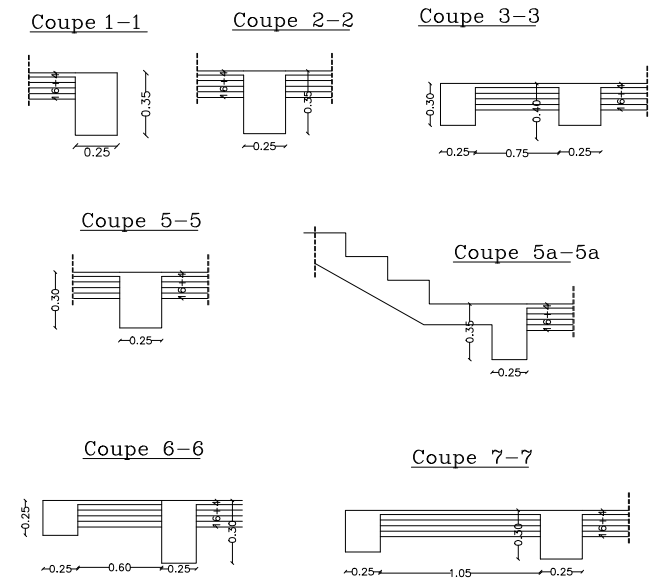
Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

Promotion 2019/2020

TITRE :
Coffrage du plancher 2/4

COFFRAGE etage 5





République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

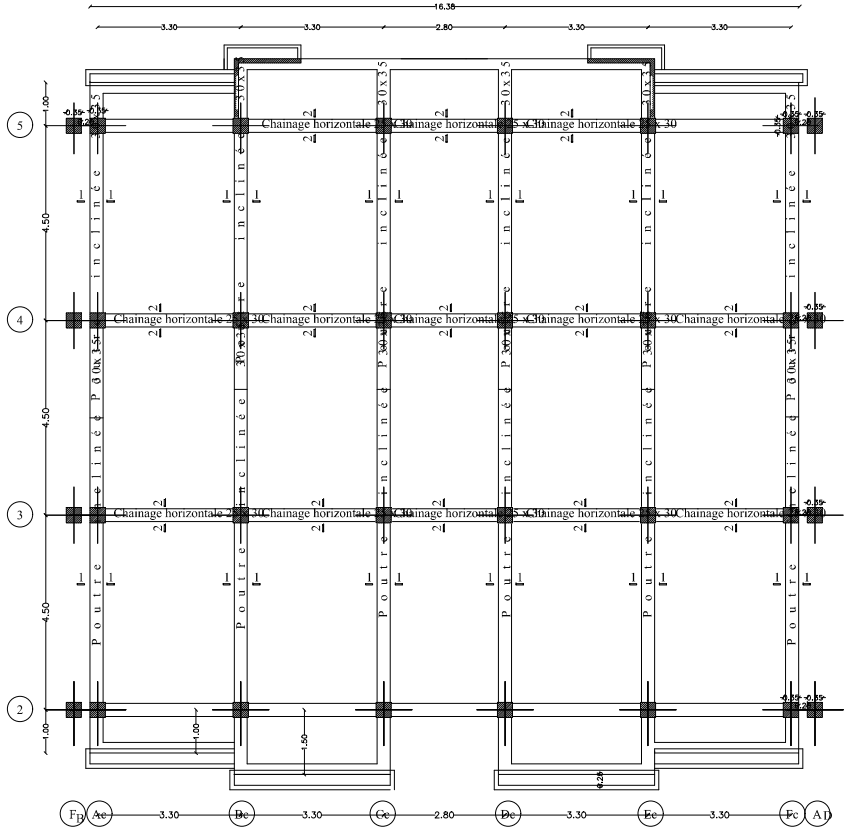
Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

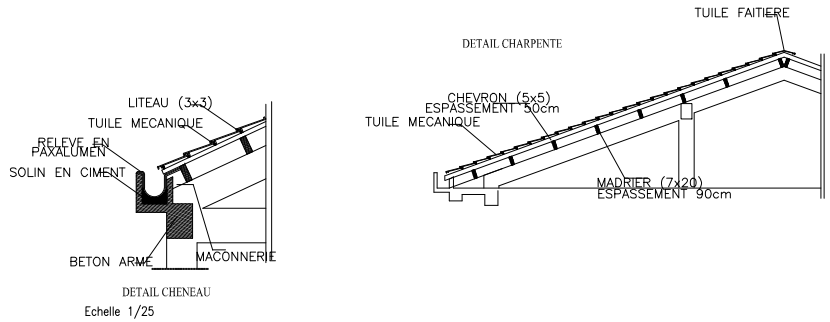
Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

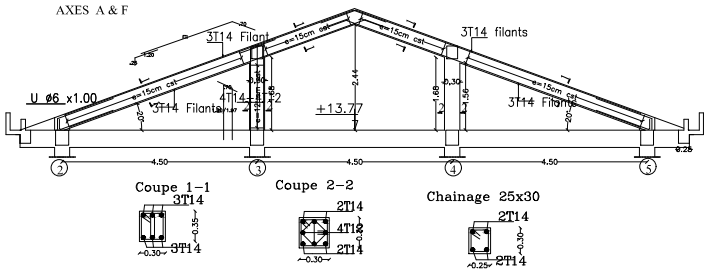
Promotion 2019/2020

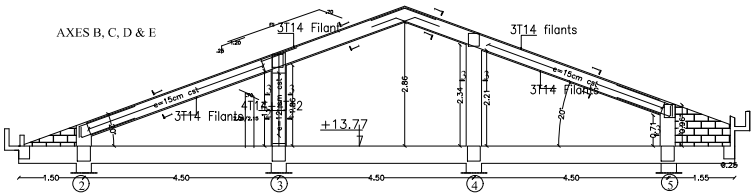
TITRE :
Coffrage du plancher 5

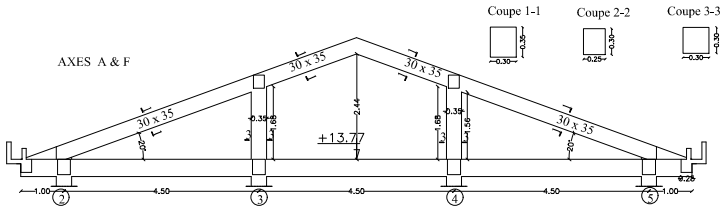
COFFRAGE & FERRAILLAGE CHARPENTE

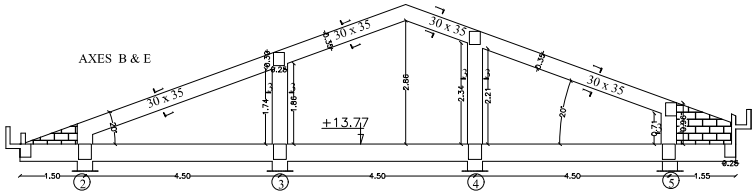


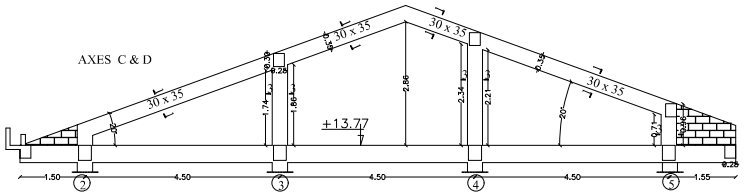




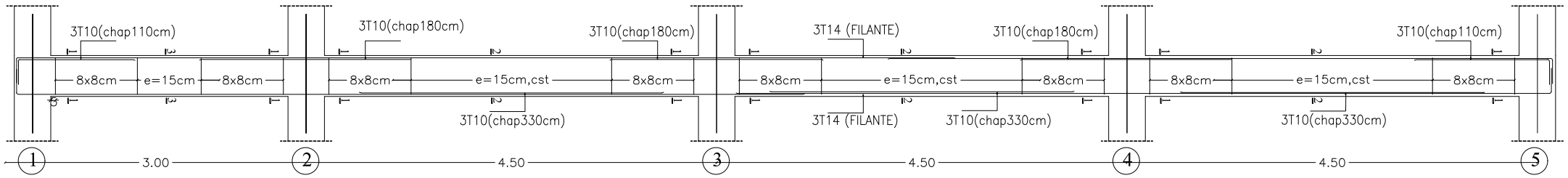




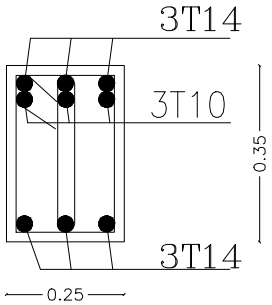




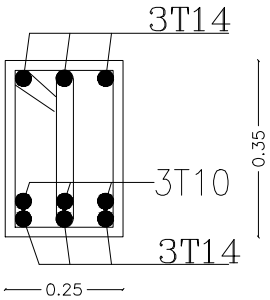
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté génie DE LA CONSTRUCTION Département génie CIVIL	
Réalisé par: OUKID NADIR NEZAR NORA	TITRE : COFFRAGE & FERRAILLAGE CHARPENTE
Dirigé par: Mme BOUZID LEYLA	
Promotion 2019/2020	



Coupe 1–1



Coupe 2–2



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI–OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

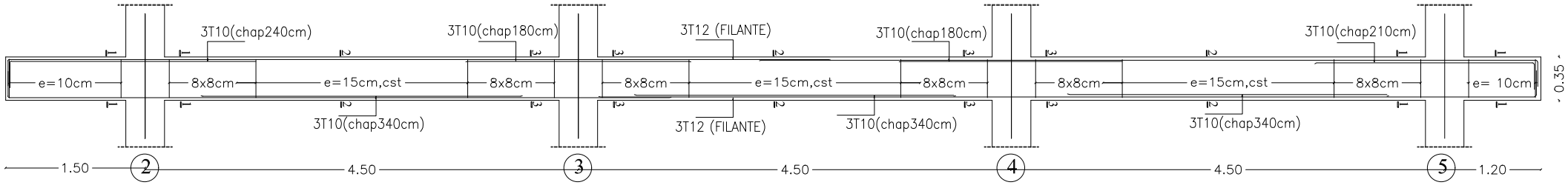
Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

Promotion 2019/2020

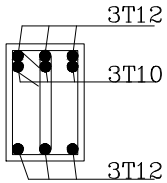
TITRE :

FERRAILLAGE

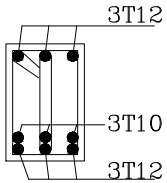
POUTRES PRINCIPALES RDC



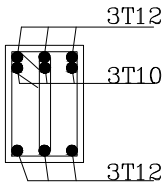
Coupe 1–1



Coupe 2–2



Coupe 3–3



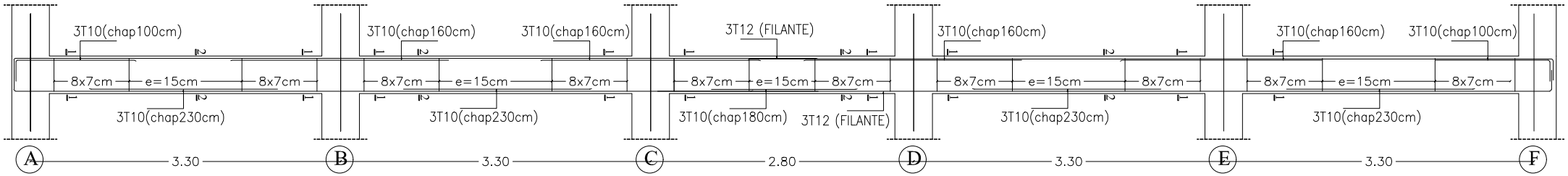
République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI–OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

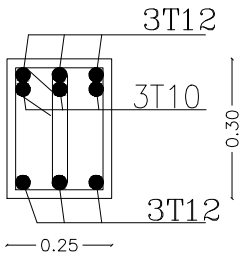
Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

Promotion 2019/2020

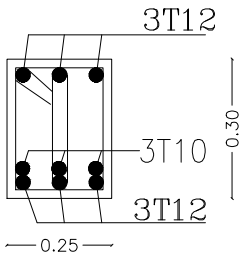
TITRE :
FERRAILLAGE
POUTRES PRINCIPALES
ETAGE COURANT



Coupe 1–1



Coupe 2–2



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI–OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

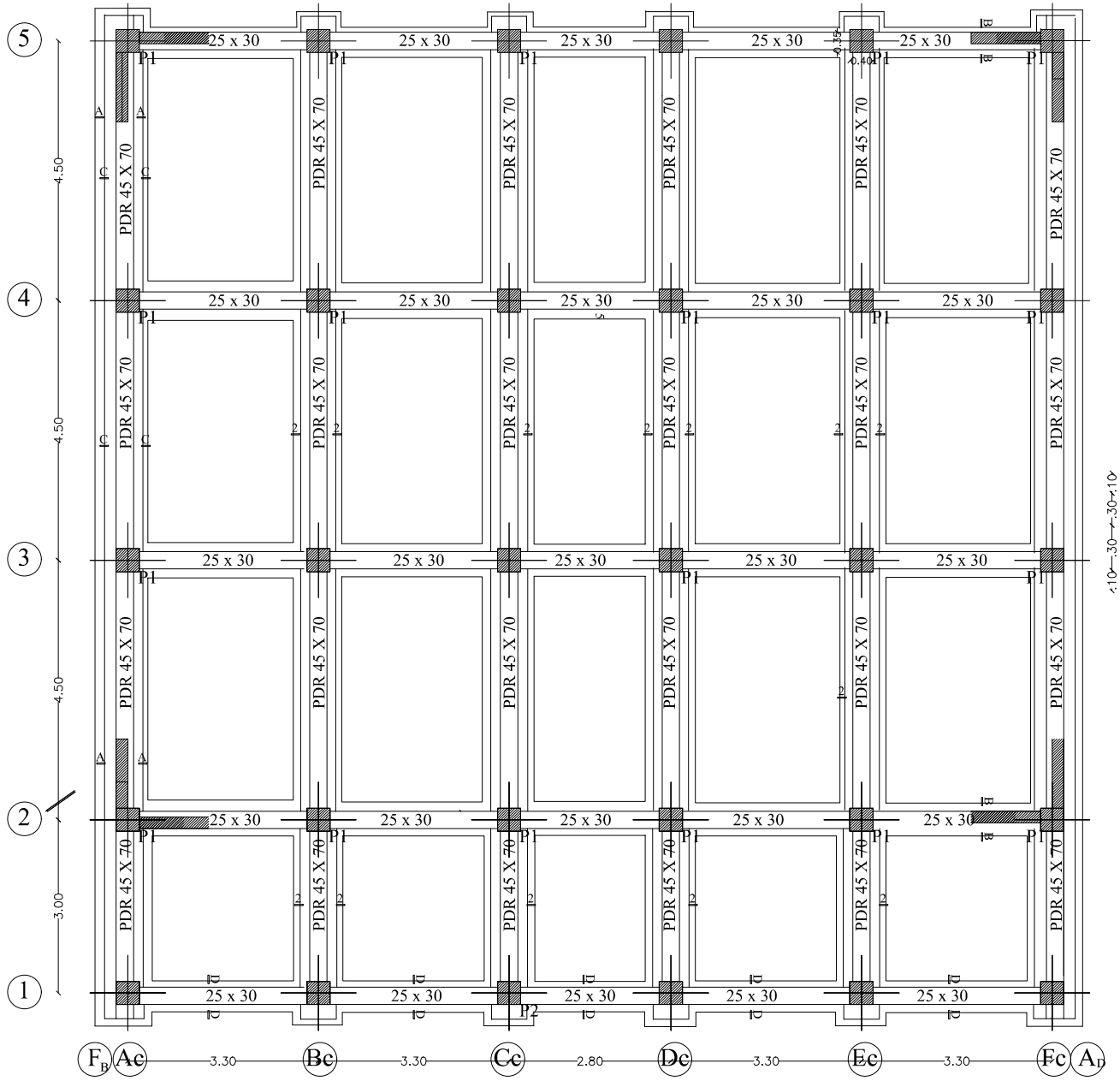
Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

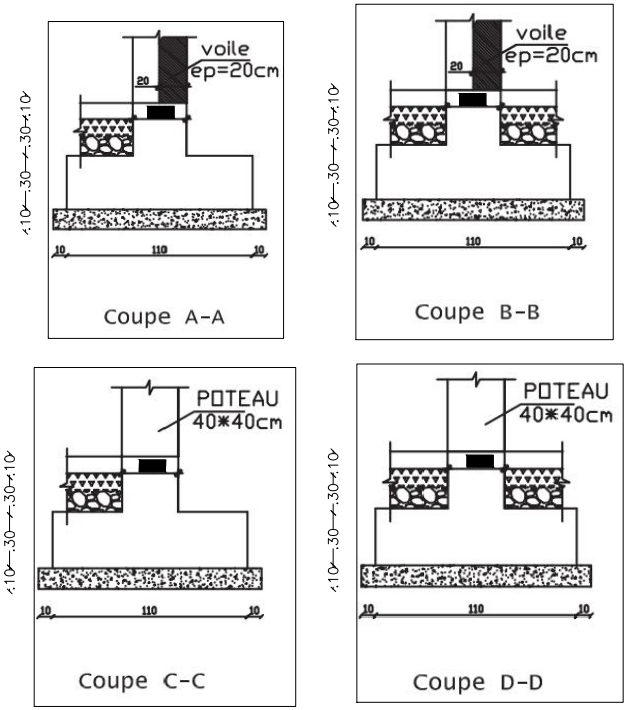
Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

Promotion 2019/2020

TITRE :
FERRAILLAGE
POUTRES SECONDAIRE

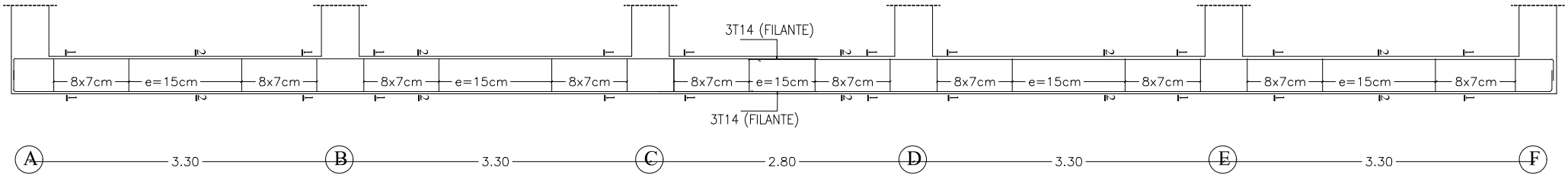
COFFRAGE fondation



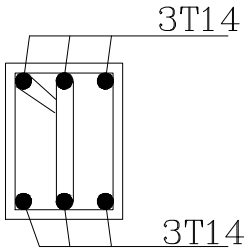


République Algérienne démocratique ET POPULAIRE Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU Faculté génie DE LA CONSTRUCTION Département génie CIVIL	
Réalisé par: OUKID NADIR NEZAR NORA	TITRE : Coffrage des fondations
Dirigé par: Mme BOUZID LEYLA	
Promotion 2019/2020	

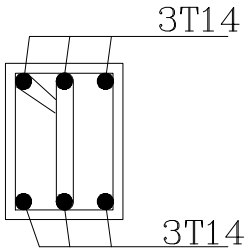
FERRAILLAGE DE LA LONGRINE



Coupe 1–1



Coupe 2–2



République Algérienne démocratique ET POPULAIRE
Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI–OUZOU
Faculté génie DE LA CONSTRUCTION
Département génie CIVIL

Réalisé par:
OUKID NADIR
NEZAR NORA

Dirigé par:
Mme BOUZID LEYLA

Promotion 2019/2020

TITRE :

FERRAILLAGE
DE LA LONGRINE

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferraillage, mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.
- La forme de l'élément et comment travailler.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maitrise de

Leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine du génie civil, on s'intéresse à la résistance, la durabilité et l'économie.

En fin, nous espérons que cette étude sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

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 version 9.7.4 (analyse des structures).
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2010.

Ouvrage:

- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Cours et TD des années précédentes (RDM, BETON, FONDATION...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.
- Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.